

DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

MAI 1958

Onzième année, N° 125

SOMMAIRE

	Pages
M. MAMILLAN, Méthode de classification des pierres calcaires	469
Série : Matériaux (14)	
Documentation technique réunie en janvier 1958	527
Documentation technique (125)	
R. LÉVI, Les calculs de sécurité en matière de fondations	541
Série : Théories et méthodes de calcul (30)	
A. WOGENSCKY, A. METZ, L. de MAUBLANC, La maison radieuse — Unité d'habitation de Rezé-les Nantes	545
Série : Technique générale de la construction (22)	
JOURNÉES 1957 DE LA MÉCANIQUE DES ROCHES (I)	
Pressions et mouvements des terrains	563
Série : Travaux publics (49)	

**CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE**

6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS (XVI^e)

**LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS**

12, RUE BRANCION, PARIS, (XV^e)

BUREAU SECURITAS

4, 6, RUE DU COLONEL DRIANT, PARIS (I^{er})

**CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT**

100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

Édité par **La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**

(Société à responsabilité limitée au capital de 3 000 000 F)

C. C. P. PARIS 8524-12

6, rue Paul-Valéry, PARIS-XVI^e

Tél. : KLÉber 48-20

COLLECTION DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Résistance des matériaux théorique et expérimentale, par R. L'HERMITE. Tome I : Théorie de l'élasticité et des structures élastiques.

Un vol. relié toile de xvi + 860 p., format 16 x 25 cm 8 400 F
(franco port recommandé : 8 620 F).

Idées actuelles sur la technologie du béton, par R. L'HERMITE.

Un vol. 14x21,5, 252 p., 98 fig. Relié 2 000 F
(franco port recommandé : 2 115 F).

Béton précontraint. Étude théorique et expérimentale, par Y. GUYON.

Un vol. grand in-8° raisin, 728 p., 503 fig. Relié 4 800 F
(franco port recommandé : 5 020 F).

Règles d'utilisation du béton armé (Règles BA, 1945, modifiées en mars 1948).

Un vol. in-8° carré, 104 p., 27 fig. Broché 260 F
(frais d'expédition 35 F).

Règles d'utilisation des ronds crénelés et lisses pour béton armé de limite d'élasticité supérieure ou égale à 40 kg/mm².

Un vol. in-8° carré, 60 p., 8 fig. 350 F
(frais d'expédition 20 F).

Règles pour le calcul et l'exécution des constructions métalliques (Règles CM, 1956).

Un vol. 14x21,5 cm, 112 p., 50 fig. Relié 900 F
(franco port 950 F).

Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions (Règles NV, 1946).

Un vol. in-8° carré, 96 p., 29 fig. 275 F
(frais d'expédition 35 F).

Étanchéité par l'asphalte. Cahier des charges et conditions générales applicables aux travaux d'étanchéité par revêtement en asphalte. Édition 1954.

Broché 200 F
(frais d'expédition 35 F).

Conditions d'exécution du gros œuvre des toitures-terrasses en béton armé.

Un vol. in-8° carré, 32 p., 27 fig. Broché 20 F
(frais d'expédition 20 F).

Toitures-terrasses. Procédés multicouches. Édition 1949, avec feuille additive de modification.

Un vol. in-4° carré, 36 p., 44 fig. Broché 25 F
(frais d'expédition 35 F).

Terrassement à l'aide d'engins mécaniques. Étude des prix de prévision et contre des prix de revient, par A. LARUELLE.

Un vol. format 21x27, 88 p., 54 fig., sous couverture rigidex 1 000 F
(frais d'expédition 50 F).

Devis et estimation des ouvrages en béton armé, par M. JAVAY.

Les trois fascicules brochés 35 F
(frais d'expédition 50 F).

Lexique technique français-anglais et anglais-français du matériel de travaux publics.

Un vol. in-8° carré, 184 p. Relié pleine toile 70 F
(frais d'expédition 50 F).

Répertoire des carrières de pierre de taille exploitées en 1889.

Nouveau tirage. Broché 90 F
(frais d'expédition 105 F).

La pierre matériau du passé et de l'avenir, par Pierre NOEL.

Un vol. in-8° carré, 112 p., 74 fig. Broché 25 F
(frais d'expédition 35 F).

Spécifications U. N. P. des produits de peinture utilisés dans les travaux de bâtiment.

PREMIÈRE SÉRIE (octobre 1950), 16 fascicules réunis dans un cartonnage extensible 800 F
DEUXIÈME SÉRIE (juin 1954), 10 fascicules 350 F
TROISIÈME SÉRIE (mai 1955), 6 fascicules 220 F
QUATRIÈME SÉRIE (novembre 1956), 6 fascicules 220 F
(frais d'expédition 70 F).

MANUEL DE LA CHARPENTE EN BOIS : fascicules disponibles.

N° 5. — La préparation du bois. Exploitations forestières, abattage, séchage, étuvage, traitement de conservation et de préservation contre le feu, par M. CAMPREDON (prix : 80 F).

N° 7. — Le trait de charpente (1^{re} partie), par M. JAROUSSEAU (prix : 120 F).

N° 8. — Le trait de charpente (2^e partie), par M. JAROUSSEAU (prix : 220 F).

N° 10. — Exemples de calculs de charpentes en bois (1^{re} partie), par M. VRAIN (prix : 240 F).

N° 11. — Exemples de calculs de charpentes en bois (2^e partie), par M. VRAIN (prix : 315 F).

N° 13. — Stabilité des constructions appliquée au bois. Première partie : Statique graphique, par M. VRAIN (prix : 220 F).

N° 14. — Le trait de charpente (3^e partie). L'escalier (I), par M. JAROUSSEAU (prix : 150 F).

N° 15. — Stabilité des constructions appliquée au bois. Deuxième partie : Calcul des systèmes constructifs en général, par MM. VRAIN et GREZEL (prix : 450 F).

N° 16. — Le trait de charpente (3^e partie). L'escalier (II), par M. JAROUSSEAU (prix : 255 F).

N° 17. — Trente plans-types de charpente en bois, par M. BROCHARD (prix : 1 000 F).

(frais d'expédition des 10 fascicules : 140 F).

MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE : fascicules parus et disponibles.

N° 1. — Introduction et plan (prix : 60 F).

N° 4a. — Combles (prix : 110 F).

N° 5. — Rivetage (prix : 120 F).

N° 9. — Éléments des systèmes réticulés. Éléments comprimés (prix : 160 F).

N° 10. — Exemples de calcul de l'ossature métallique d'un bâtiment à étage (prix : 140 F).

N° 12. — Présentation des Règles CM 1956 (prix : 60 F).

N° 13. — Poteaux (prix 105 F).

(frais d'expédition des 7 fascicules : 70 F).

Adresser les commandes, accompagnées de leur montant à
La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris (16^e)
Tél. : Kléber 48-20 — C. C. P. Paris 8524-12

MÉTHODE DE CLASSIFICATION DES PIERRES CALCAIRES

par **M. M. NAMILLAN,**

Ingénieur E. T. P.

Chef de section au Centre Expérimental de
Recherches et d'Études du Bâtiment
et des Travaux Publics

RÉSUMÉ

Le but de cette étude est de présenter une nouvelle méthode de classification des pierres calcaires, basée sur la détermination de trois essais non destructifs.

Les trois critères déterminés par ces essais ont été retenus comme représentatifs des qualités de base exigées par l'utilisateur pour l'emploi du matériau; ce sont :

— La vitesse de propagation du son, fonction des qualités élastiques.

— La densité apparente, liée à la porosité et à la compacité.

— La largeur de la rayure, en relation avec la dureté superficielle.

Une formule a été établie, donnant le numéro de classement, obtenue à partir de la moyenne des trois critères de qualité.

L'intérêt majeur des trois essais retenus est surtout mis en relief par la très faible dispersion des mesures; par ailleurs, ces essais n'étant pas destructifs, il est possible de multiplier les mesures; de ce fait, les valeurs moyennes obtenues sont plus précises.

Une étude statistique a été établie, qui permet à partir du numéro de classement, de déduire la résistance probable de rupture en compression.

La méthode de classification proposée présente un double avantage : classification plus facile à établir et contrôler, possibilité d'évaluation en carrière de la résistance des blocs, soit en cours de pose sur chantier, soit même après achèvement.

SUMMARY

The object of this study is to present a new method for the classification of calcareous stone based upon the determination of three non-destructive tests.

The three criteria established by these tests have been retained as representative of the basic qualities demanded by the user of the material :

— The speed of sound propagation, function of the elastic qualities.

— The apparent density in relation to porosity and compactness.

— The width of the scratch in relation to the surface hardness.

A formula has been established giving the classification number obtained from the average of the three criteria of quality.

The major interest of the three tests is especially emphasized by the very small margin of error in the measurements. Also, the tests being non-destructive, it is possible to multiply the measurements and thus to obtain more precise averages.

A statistical study has been established which allows a deduction of the probable resistance to rupture under compression on referring to the classification number.

The proposed classification method presents a double advantage : easier classification and easier control thereof; possibility of evaluating in the quarry the resistance of the blocks, either during construction or even when construction is finished.

AVANT-PROPOS DU SYNDICAT NATIONAL DES MAÎTRES-CARRIERS DE FRANCE

La richesse de la France en pierres calcaires, leur très grande diversité et la place importante qu'elles ont toujours occupée et continuent d'occuper dans la construction, expliquent que la classification des pierres ait depuis longtemps constitué un problème permanent d'étude et de réflexion.

Celle-ci revêt un double aspect, qu'il importe de ne pas confondre car il fait appel à deux ordres de préoccupations différents, selon que l'on se place du point de vue fonctionnel ou économique.

L'aspect fonctionnel, c'est la classification qui intéresse en premier lieu le maître d'œuvre. C'est le domaine de la norme B 10-001 qui donne une classification basée essentiellement sur la résistance à l'écrasement.

L'aspect économique, c'est la classification des pierres par difficulté de taille, qui détermine le prix de règlement à l'entrepreneur et qui est un des éléments fondamentaux des séries de prix.

Si la première de ces deux classifications ne pose pas de problème de principes, étant donné qu'elle est assise sur des essais de laboratoire relativement simples et applicables à toutes les pierres, il n'en est pas de même de la seconde qui présente au contraire un caractère complexe.

En effet la manière de tailler les pierres, et donc le coût de cette opération, est différente suivant qu'il s'agit de pierres tendres ou dures, de procédés mécaniques ou manuels. D'une part, il n'est pas possible de comparer les deux procédés entre eux, et d'autre part, l'appréciation de la difficulté de taille manuelle dépend beaucoup de l'ouvrier, de son habileté, de sa force physique, de sa connaissance de la roche, etc... On ne peut donc ramener cette appréciation à la seule mesure du temps passé et de l'usure des outils lors d'un essai en laboratoire.

Dans ces conditions et à défaut de critères véritablement scientifiques, la classification par difficulté de taille n'a pu jusqu'à présent être établie qu'en se référant à l'expérience des professionnels (architectes, entrepreneurs et carriers) qui ont une grande habitude du travail et de l'utilisation des pierres.

C'est ainsi qu'à l'occasion de chaque nouvelle édition d'une Série, des discussions plus ou moins difficiles ont eu lieu entre tous les intérêts en présence, chaque ouvrage marquant un progrès sur le précédent, pour aboutir en dernier lieu à la classification figurant dans l'édition 1949 de la Série centrale qui comporte indubitablement une certaine amélioration par rapport aux Séries antérieures.

Mais néanmoins, cette dernière classification, du fait même qu'elle a été établie à titre provisoire, a fait l'objet de diverses observations et il apparaît dans ces conditions nécessaire d'y apporter certaines modifications.

Dans ce but et afin de faire un nouveau pas en avant dans le sens du perfectionnement, le Syndicat National des Maîtres-Carriers de France a suscité la création en 1951 au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, d'une Commission composée d'entrepreneurs, d'architectes, d'administrateurs, de laboratoires et de carriers, chargée de mettre au point une méthode scientifique de classification de taille des pierres qui soit objective et impartiale.

Au cours des séances d'étude de cette Commission, plusieurs méthodes de classification ont été sélectionnées, afin de les soumettre elles-mêmes à des tests d'épreuve pour s'assurer que leurs résultats ne contredisaient pas grossièrement, pour des pierres-types bien connues, les données de l'expérience.

Mais avant que ces travaux, pour diverses raisons, aient pu aboutir, l'attention du Syndicat s'est portée en 1953 sur les recherches effectuées par M. Mamillan aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, qui ont paru de nature à apporter dans une direction nouvelle une solution à ce difficile problème de la classification des pierres.

Le Syndicat a en conséquence demandé à ces Laboratoires d'entreprendre de nouvelles séries d'essais pour le compte des carriers, avec toujours comme objectif la détermination d'une méthode scientifique pouvant servir de base à l'établissement d'une classification.

Ces travaux, qui ont nécessité un très grand nombre de mesures, de calculs et de mises au point, se sont poursuivis pendant quatre ans. Ils viennent de faire l'objet du présent rapport dont l'intérêt n'échappera pas à tous ceux qui, à un titre quelconque, s'intéressent à l'emploi de la pierre.

La formule que propose M. Mamillan pour classer les pierres de façon objective tient compte des trois caractéristiques fondamentales suivantes qui peuvent faire l'objet d'essais non destructifs et de mesures précises :

- la densité ;
- la vitesse du son (qui est liée à la résistance à la compression, mais dont la mesure présente une faible dispersion) ;
- la dureté superficielle (mesurée par la rayure au scléromètre).

Il n'a pas été possible de tenir compte d'autres facteurs tels que la forme et l'agencement des cristaux, leur composition chimique, les délits, la stratification, etc... qui influent également sur la difficulté de taille, mais ne sont pas mesurables.

Il est cependant permis de penser que l'influence de ces facteurs n'est pas supérieure et peut donc être incluse dans l'écart dû à l'hétérogénéité des pierres, de $\pm 1,25$ point sur le numéro de classement tel qu'il est calculé par application de la formule de classification.

En conclusion, dans l'état actuel de nos connaissances, notre Syndicat estime que la méthode de M. Mamillan peut être valablement prise pour servir de base à la classification des pierres par difficulté de taille⁽¹⁾.

Nous ne saurions enfin trop remercier le Centre Expérimental de recherches et d'études du Bâtiment et des Travaux Publics, et en particulier M. Mamillan de n'avoir ménagé ni son temps, ni sa peine dans cette difficile et longue étude qui permettra, nous l'espérons, de mieux connaître et mieux apprécier la pierre.

(1) Voir en annexe III p. 524 la classification établie par notre Syndicat.

EXPOSÉ DE M. MAMILLAN

PREMIÈRE PARTIE

INTRODUCTION

Parmi les qualités que l'on exige des pierres calcaires en vue de leur emploi comme matériau de construction, figurent la résistance mécanique, la dureté superficielle et la compacité.

Dans la pratique, en vue de l'utilisation des pierres se pose le problème de leur classement suivant une échelle s'étendant des plus tendres aux plus dures.

Le but essentiel de cette étude sera donc de pouvoir affecter à chaque nature de pierre un « numéro » qui la classera, de la manière la plus rationnelle d'après ses qualités.

Nous avons donc été conduits à choisir les trois grandeurs physiques mesurables ci-dessous pour déterminer quantitativement ces qualités :

- la vitesse de propagation du son;
- la densité apparente;
- la dureté superficielle.

Ces trois critères sont étroitement reliés aux propriétés fondamentales exigées; en effet :

La vitesse de propagation du son est fonction directe des propriétés élastiques et de la résistance mécanique à la compression du matériau; ce critère présente de plus l'avantage de permettre la détection de fissures ou défauts cachés diminuant l'homogénéité des pierres. Cette mesure est réalisable en carrière ou en œuvre, pour la classification ou le contrôle.

La densité apparente renseigne sur le volume total des vides; on en déduit la porosité liée elle-même à tous les problèmes de circulation d'eau dans les pores.

La dureté superficielle déterminée par la mesure de la largeur de la rayure obtenue sur la surface du bloc permet de donner une valeur comparative de la tenue de la roche à l'usure.

Pour une même nature de pierre, l'ordre de la classification obtenue avec chacun de ces critères pris isolément est en général le même, mais la valeur du numéro de classement n'est pas nécessairement la même.

Si donc on utilise le classement moyen des trois critères, il est possible d'obtenir un numéro de classement qui tienne compte de ces trois qualités.

Le classement ainsi obtenu est en corrélation avec celui établi à partir de la notion de difficulté de taille qui conditionne les prix de règlement, utilisés par la Série centrale des Architectes.

Ceci montre que la nouvelle méthode proposée, basée sur des critères essentiellement physiques, tient implicitement compte des qualités intrinsèques ayant conduit au classement empirique actuellement adopté.

Cette constatation est naturelle, puisqu'une roche plus résistante, plus compacte, plus dure, présente plus

de difficultés d'extraction et de taille; cependant, dans un faible nombre de cas particuliers, il peut y avoir un léger désaccord, en raison de caractères particuliers de la roche.

Une autre raison spéciale nous a conduit à proposer ces trois critères : leur détermination n'implique pas la destruction des éléments essayés, et ce fait permet la multiplication possible du nombre de mesures et l'obtention des valeurs moyennes avec plus de certitude.

D'autre part, ces mesures sont peu dispersées, les conditions des essais étant relativement simples, indépendantes de l'opérateur, la faible dispersion en résultant est presque uniquement due à l'hétérogénéité de l'échantillon.

La valeur de la contrainte de rupture en compression n'a pas été retenue, car au contraire, l'appareillage, les conditions d'essai sont difficiles à reproduire.

Parmi les causes d'erreurs les plus fréquentes, il faut noter : le centrage de l'éprouvette, le parallélisme et la planéité des faces en contact avec les plateaux. La grande dispersion des résultats provenant des conditions des essais, cette détermination ne peut donc donner une caractéristique assez précise des matériaux permettant son utilisation dans un classement. Cependant, comme la résistance à la rupture est une donnée nécessaire à l'utilisateur, nous verrons qu'il est possible d'obtenir à partir du numéro de classement, au moyen des critères non destructifs, une corrélation dans le sens statistique avec la contrainte de compression à la rupture sur cube de 7 cm.

Notre étude traitera les principaux points suivants :

- les valeurs des résultats des essais non destructifs sur différentes natures de pierres calcaires;
- le classement des différentes roches avec chaque critère pris isolément;
- le classement moyen proposé et la détermination de la formule permettant de l'établir;
- la comparaison avec la classification en usage de la Série centrale des Architectes;
- l'établissement de la corrélation entre le numéro de classement et la résistance.

1.1 PRÉSENTATION DES NATURES DE PIERRES ESSAYÉES

Les essais ont été effectués sur 31 natures de pierres calcaires variant des pierres très tendres aux pierres extra-dures.

Le Syndicat National des Maîtres-Carriers de France a demandé à chaque carrier d'effectuer le prélèvement

Tableau N° 1

DÉSIGNATION usuelle de la pierre	DÉPARTEMENT	COMMUNES où sont situées les carrières	NATURE DE LA PIERRE
Anstrudes roche jaune	Yonne	Bierry-les-Belles-Fontaines	Calcaire oolithique blanc jaunâtre, gris rougeâtre et gris cendré à grains fins et serrés.
Billy Banc Royal	Aisne	Billy-s/Aisne et limitrophes	Calcaire à grain fin blanc jaunâtre avec de nombreux petits trous.
Brouzet fin	Gard	Brouzet	Calcaire blanc compact, à grain fin et régulier et lamelles cristallines.
Buxy	Saône-et-Loire	Buxy	Calcaire gris blanc, gris jaune et gris foncé à grain fin et serré.
Chamesson roche	Côte-d'or	Chamesson	Calcaire blanc grisâtre à grain fin brunissant à l'air.
Chauvigny roche	Vienne	Chauvigny	Calcaire oolithique blanc ou blanchâtre à grain assez fin.
Chomerac	Ardèche	Chomerac	Calcaire compact, noduleux gris bleuâtre à pâte fine.
Comblanchien	Côte-d'Or	Comblanchien, Corgoloin, et communes environnantes	Calcaire compact à pâte fine, gris blanchâtre souvent rayé de faux lits jaunâtres et larges veines réticulaires roses lie de vin.
Etrochey jaune	Côte-d'Or	Etrochey	Calcaire oolithique blanc et grisâtre à grains fins.
Euville roche	Meuse	Euville	Calcaire à entroques blanchâtres à grain moyen formé presque entièrement de débris d'encrines.
Garchy	Nièvre	Garchy	Calcaire oolithique blanc à grain fin.
Hauteville	Ain	Hauteville-Lompné	Calcaire compact jaune pâle d'un grain très fin.
LaBouloye Banc Franc	Oise, Aisne	Bonneuil - en - Valois, Emeville, Haramont	Calcaire grossier du bassin de Paris à milioles, ton jaune clair à grains fins serrés avec nombreux petits trous.
Larrys dur moucheté. Larrys moucheté	Yonne	Cry et Ravières	Calcaire blanchâtre à grain très fin semé de points cristallins et nœuds spathiques ou de grosses oolithes lenticulaires et de petites trainées couleur cendre.
Larrys sous moucheté.			
Magny roche	Côte-d'Or	Magny-Lambert	Calcaires à entroques grisâtre à grain moyen.
Malvaux	Nièvre	Garchy	Calcaire oolithique à grain grossier.
Massangis roche jaune Massangis liais jaune.	Yonne	Massangis	Calcaire oolithique et à entroques ton jaune bistre moyen avec très peu de coquilles blanches ou noires. Grain moyen anguleux serré avec de nombreux petits trous pour la roche jaune.
Migné	Vienne	Migné-les-Lourdines	Calcaire blanc, un peu crayeux à grain très fin semé de points cristallins dans le banc Royal et coquillier dans le banc inférieur.
Noyant Banc Franc ..	Aisne	Noyant et Aconin	Calcaire grossier du bassin de Paris à milioles ton mastic blanchâtre ou grisâtre à grains fins.
Ravières	Yonne	Ravières	Calcaire oolithique blanchâtre veiné ou non veiné à oolithes irrégulières, à grain fin ou moyen. Quelquefois jaunâtre, semé de débris de coquilles.
Savonnières 1/2 fine ..	Meuse	Savonnières en Perthois, Aulnay en Perthois	Calcaire oolithique et coquillier blanc grisâtre un peu jaunâtre, à grain fin ou assez fin.
Saint-Leu Banc Franc.	Oise	St - Leu - d'Esserent, St - Maximin, St - Vaast	Calcaire blanc ou jaunâtre à grain très fin.
Saint-Même	Charente	Commune de Saint-Même-les-Carrières	Calcaire blanc ou jaune clair à grain fin ou moyen assez serré.
Sireuil dit ferme	Charente	Sireuil	Calcaire crétacé blanc ou mastic à grain fin ou moyen à cassure grenue.
Tercé construction	Vienne	Tercé	Calcaire oolithique blanchâtre à grain fin ou très fin, homogène, semé de points cristallins.
Verger non marbré ..	Nièvre	Sully-la-Tour	Calcaire oolithique gris roussâtre à grain fin.
Vilhonheur roche	Charente	Vilhonheur, St-Germain-de-Montbron	Calcaire oolithique milliaire semé de lamelles cristallines jaune clair à grains moyens et serrés.
Villebois	Ain, Isère	Villebois, Montalieu, Vercieu, Porcieu, Amblagnieux et Parmilière	Calcaire gris de fer à pâte fine.

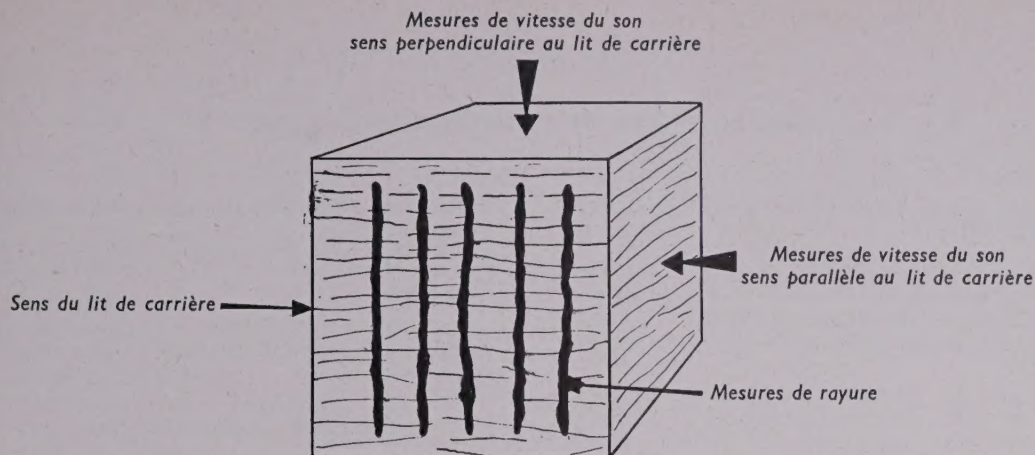


FIG. 1. — Dessin d'un cube montrant le sens des rayures et les sens de mesure de vitesse du son par rapport au lit de carrière.

dans le banc de la qualité moyenne la plus représentative, à distance des joints et lits naturels dont le voisinage risquerait de modifier la nature de la pierre.

Le nombre d'échantillons par nature varie de 6 à 26. Les éprouvettes sont des cubes de 7 cm d'arête, le plan parallèle au lit de carrière ayant été indiqué par un trait sur les quatre faces du cube (fig. 1).

1.2 NOMENCLATURE DES 31 NATURES DE PIERRES CALCAIRES UTILISÉES POUR LES ESSAIS (Tableau n° 1)

Les différentes natures de pierres calcaires sont classées par ordre alphabétique. Il y est indiqué quelques renseignements sommaires sur les lieux et départements d'exploitation, sur la nature de la pierre d'après la constitution minéralogique et le caractère lithologique ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ D'après « Répertoire des Carrières de pierres de taille exploitées en 1889 ».

DEUXIÈME PARTIE

DESCRIPTION DES MÉTHODES D'ESSAIS

2.1 MESURES DES VITESSES DE PROPAGATION DU SON

Le principe de cette méthode consiste à mesurer le temps qui s'écoule entre le passage d'un ébranlement en deux points distants d'une longueur connue. On obtient ainsi la vitesse de propagation du son à travers l'élément considéré.

On envoie sur un quartz une impulsion électrique, cet émetteur est placé sur une face du cube. Sur la face opposée un capteur à quartz détecte l'arrivée de l'impulsion.

Il ne reste plus qu'à évaluer le temps entre les deux impulsions. L'origine des mesures est déterminée en mettant en contact émetteur et récepteur d'impulsion.

Pour tenir compte de la dispersion des mesures de vitesse du son, il a été réalisé cinq déterminations dans la direction perpendiculaire au lit, et cinq autres dans la direction parallèle au lit.

Les valeurs prises en compte sont les moyennes arithmétiques de ces cinq valeurs : V_α pour le sens perpendiculaire au lit et V_β pour le sens parallèle au lit.

Les valeurs considérées (vitesses moyennes) sont les moyennes entre les vitesses perpendiculaires et les vitesses parallèles au lit.

Avant chaque mesure, les éprouvettes sont mises à l'étuve à 65° C jusqu'à poids constant.

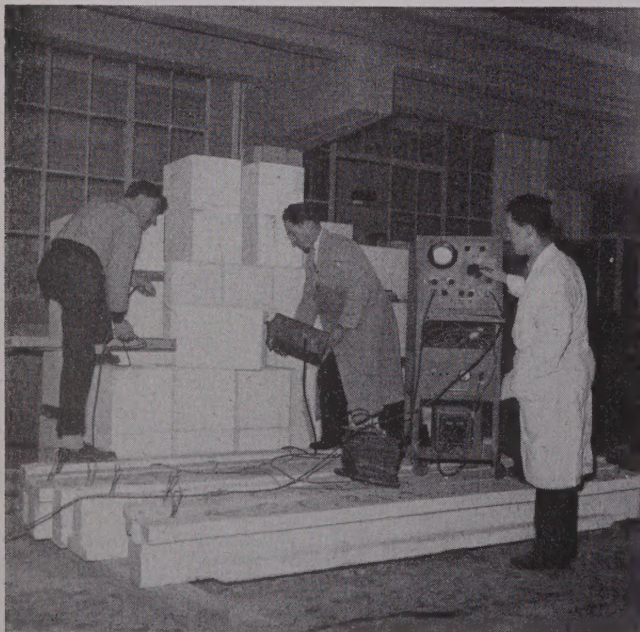


FIG. 2. — Appareils employés sur chantier pour déterminer la vitesse de propagation du son sur blocs de pierre.

2.2 MESURES DE LA DENSITÉ APPARENTE

La densité apparente a été déterminée par la méthode hydrostatique suivant les prescriptions de la norme B. 10.001.

La densité apparente est obtenue par le rapport du poids de l'éprouvette (exprimé en grammes) à son volume apparent (exprimé en centimètres cubes).

Le poids P_1 a été déterminé après dessiccation jusqu'à poids constant suivant les prescriptions de la norme B. 10.001.

Le volume a été déterminé par pesées hydrostatiques de la façon suivante :

Après dessiccation jusqu'à poids constant, les éprouvettes sont placées sous une cloche à vide (fig. 3) ayant à sa partie supérieure un orifice qui permet l'introduction de l'eau. On effectue le vide à la trompe à eau que l'on maintient sous une pression d'une atmosphère pendant deux heures de manière à éliminer l'air contenu dans les vides de la pierre. Puis on fait pénétrer l'eau lentement de manière que les éprouvettes restant sous dépression constante ne soient pas totalement immergées avant quinze minutes.

Tout dégagement gazeux ayant cessé, on rétablit la pression atmosphérique et l'on maintient les éprouvettes immergées pendant vingt-quatre heures.

On effectue ensuite une pesée dans l'eau soit P_2 le poids de l'éprouvette immergée. Puis l'éprouvette étant essuyée on détermine le poids P_3 dans l'air de l'éprouvette saturée. On obtient la densité apparente en effectuant les calculs suivants :

$$\text{Volume des vides (cm}^3\text{)} = P_3 \text{ (g)} - P_1 \text{ (g)}$$

$$\text{Volume absolu (cm}^3\text{)} = P_1 \text{ (g)} - P_2 \text{ (g)}$$

$$\text{densité apparente} = \frac{\text{Poids dans l'air}}{\text{Volume apparent}}$$

$$\text{densité apparente} = \frac{\text{Poids dans l'air}}{\text{volume absolu} + \text{volume des vides}}$$

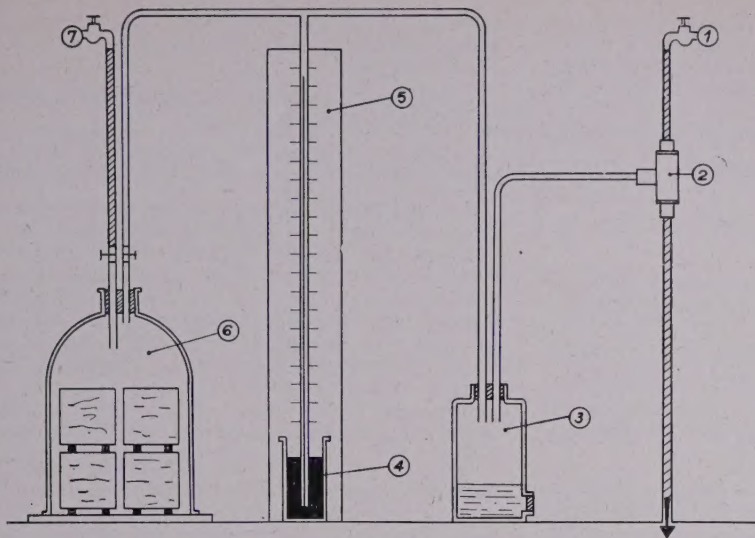
$$\text{densité apparente} = \frac{P_1}{(P_1 - P_2) + (P_3 - P_1)} = \frac{P_1}{P_3 - P_2}$$

2.3 MESURE DE LA DURETÉ SUPERFICIELLE (LARGEUR DE LA RAYURE)

L'essai est effectué sur des cubes desséchés jusqu'à poids constant. La face d'essai est régularisée par rodage.

L'appareil utilisé est le scléromètre de Martens (fig. 4). Il se compose d'un petit chariot reposant sur deux roues et sur une pointe en acier traité.

Le chariot est chargé avec un poids de 3 kg, une poignée permet de tirer le chariot qui roule sur les deux roues et raye avec la pointe en acier la surface sur laquelle il se déplace. La partie à rayer est au préalable pochée au noir. Le contraste avec le ton clair de la pierre facilite la lecture. On réalise une rayure d'environ 6 cm de longueur dans la direction perpendiculaire au lit de



- (1) Robinet d'arrivée d'eau.
- (2) Trompe à vide.
- (3) Récipient servant à recueillir l'eau qui pourrait passer dans le circuit d'air.
- (4) Mercure.
- (5) Échelle graduée.
- (6) Cloche à vide.
- (7) Robinet d'eau servant au remplissage de la cloche.

FIG. 3. — Dispositif pour imbibition sous vide.

carrière. Les rayures sont effectuées sur deux faces de chaque pierre (cinq par face). On lit les mesures de largeur d'une rayure tous les cinq millimètres. Ces lectures sont faites avec une lunette grossissante qui permet d'apprécier le 1/10 de millimètre.

Il y a donc dix lectures de largeur par rayure et cent lectures par pierre. Le résultat pris en compte est la médiane de ces cent lectures.

2.4 MESURE DE LA RÉSISTANCE EN COMPRESSION

La résistance de rupture en compression a été déterminée suivant les prescriptions de la norme B. 10-001.

Les faces de lit des éprouvettes normales destinées à cet essai ont été régularisées par rodage de façon qu'elles soient planes et parallèles.

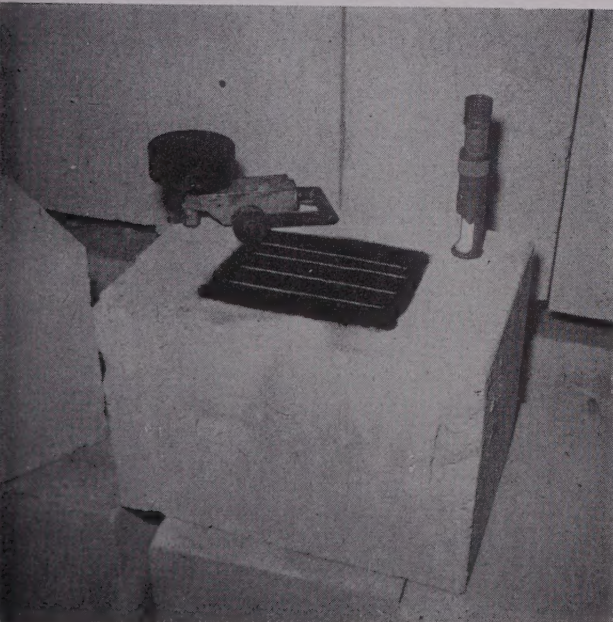


FIG. 4. — Scléromètre de Martens et lunette servant à faire les lectures de largeur de rayure.



FIG. 5. — Opérateur faisant une lecture de largeur de rayure.

Après dessiccation, chaque éprouvette est placée sur sa face de lit inférieure entre les deux plateaux d'une presse hydraulique, en prenant soin d'interposer entre l'éprouvette et chaque plateau, une feuille neuve de carton sec de 2 mm d'épaisseur.

L'éprouvette est soumise ensuite à des compressions croissant lentement à vitesse de chargement constante pour une même nature de pierre.

Les vitesses de chargement ($\text{kg/cm}^2/\text{s}$) ont été les suivantes :

— $1,5 \text{ kg/cm}^2/\text{s} \pm 10 \%$ pour les pierres dont la résistance en compression varie de 50 kg/cm^2 à 200 kg/cm^2 .

— $5 \text{ kg/cm}^2/\text{s} \pm 10 \%$ pour les pierres dont la résistance en compression varie de 200 kg/cm^2 à 800 kg/cm^2 .

— $20 \text{ kg/cm}^2/\text{s} \pm 10 \%$ pour les pierres dont la résistance en compression varie de 800 kg/cm^2 à $1\,500 \text{ kg/cm}^2$.

— $30 \text{ kg/cm}^2/\text{s} \pm 10 \%$ pour les pierres dont la résistance en compression est supérieure à $1\,500 \text{ kg/cm}^2$.

En appliquant ces vitesses de chargement, les durées nécessaires pour rompre les cubes varient d'une demi-minute à deux minutes et demie.

2.5 DISPERSION DES MÉTHODES D'ESSAIS

L'établissement d'une méthode de classification implique une étude de la précision des mesures choisies, pour caractériser les critères que l'on se propose de prendre en compte.

Cette étude nécessite un rappel de quelques notions de statistique qui seront utilisées pour mettre en évidence le choix des critères et pour définir leur précision.

2.51 — Différence entre l'erreur systématique et l'erreur accidentelle

Les résultats obtenus par des méthodes quantitatives sont toujours plus ou moins influencés par des causes d'erreurs. Afin de justifier la valeur des résultats expérimentaux et avant de porter un jugement définitif sur la question à l'étude, il convient de considérer le problème des erreurs si on ne veut pas être amenés à des conclusions inexactes.

Il y a deux sortes d'erreurs :

a) l'erreur systématique qui a toujours lieu dans le même sens et peut être annulée par modification ou amélioration de la méthode et

b) l'erreur accidentelle (due au hasard) qui se produit dans les deux sens (en plus ou en moins) et peut être atténuée mais jamais annulée, quelle que soit la méthode et quel que soit l'opérateur.

L'exactitude qui est le degré de justesse ne dépend que des erreurs systématiques et ne peut être confondue avec la précision qui est exclusivement fonction des

erreurs accidentelles. Seules les erreurs accidentelles sont calculables directement. Pour les évaluer, il y a deux moyens :

— la méthode ordinaire qui donne la valeur maximum de l'erreur;

— et la méthode statistique qui tend à fournir la valeur réelle avec une certaine probabilité.

La méthode statistique est celle que nous avons employée, car elle présente l'avantage sur la méthode ordinaire de fournir des chiffres calculés à partir des résultats expérimentaux et non d'après des considérations théoriques. De plus, cette méthode englobe toutes les erreurs accidentelles (opérateurs, échantillonnage, instruments de mesures). Pratiquement, la méthode statistique permet d'évaluer la précision d'un résultat, c'est-à-dire que si l'on connaît la moyenne X d'une série de mesure, cette valeur est en réalité égale à $X \pm p$, p étant la précision de la méthode de mesure.

On peut accorder une plus grande confiance à cette moyenne, qu'à un résultat séparé de la série. Par exemple, pour une série de seize mesures, la confiance que l'on peut accorder à la moyenne est quatre fois plus élevée que pour chaque résultat partiel.

Voilà les raisons pour lesquelles on ne peut pas tirer de conclusions pratiques en s'appuyant sur des résultats partiels d'une série de mesures.

Afin de déterminer la précision des trois critères (vitesse du son, densité apparente, largeur de la rayure), nous avons effectué sur chaque échantillon un grand nombre de mesures.

2.52 — Précision de la mesure de la vitesse du son

Afin de chiffrer la précision des mesures obtenues avec l'appareil de mesure de la vitesse de propagation du son, dix mesures ont été effectuées au même point d'un cube de 7 cm d'arête. Chaque mesure était indépendante des autres puisque le masticage des quartz et la mise à zéro se renouvelaient avant chaque mesure.

Nous avons obtenu les résultats suivants figurant dans le tableau ci-après, dont la moyenne est $X = 4801 \text{ m/s}$ et l'écart quadratique moyen $\sigma = 37,4 \text{ m/s}$.

Avec une certaine probabilité (habituellement 95 %) on peut préciser que toute valeur comprise entre $X - p$ et $X + p$ peut être confondue avec X .

Si on appelle p la précision de la moyenne,

X la moyenne,

N le nombre de mesures,

σ l'écart quadratique moyen,

$$\sigma = \sqrt{\frac{(\sum X - x)^2}{N - 1}} \text{ où } x \text{ désigne les valeurs}$$

observées.

D'après Fisher on a :

$$p = \frac{t\sigma}{\sqrt{N}}$$

MESURES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Vitesses (m/s)	4750	4780	4840	4840	4740	4780	4840	4780	4750	4810

est une valeur donnée dans les tables de Fisher (Statistical Tables by FISHER and YULES, 4^e édition — Oliver and Boyd), il est fonction du nombre de mesures.

Pour dix mesures de vitesse, on a d'après la table de Fisher pour la probabilité de 95 % $t = 2,262$.

Par conséquent, la précision de la méthode est égale à

$$\pm \frac{2,262 \times 37,4}{3,162} = \pm 27 \text{ m/s},$$

ce qui représente une erreur de 0,5 %.

Des dizaines de mesures ont été effectuées de la même façon sur 34 autres pierres. D'après ces mesures, on prouve que la précision de la méthode est comprise entre $\pm 11 \text{ m/s}$ et $\pm 32 \text{ m/s}$.

En conclusion, il semble logique que la précision avec laquelle on puisse définir la vitesse du son d'un échantillon soit de $\pm 25 \text{ m/s}$.

2.53 — Erreur maximum sur la mesure de la densité apparente

La densité apparente est donnée par l'expression :

Densité apparente = $\frac{P_1}{P_3 - P_2}$ (voir 2,2 description des méthodes d'essais).

P_1 est le poids dans l'air après dessiccation (l'erreur sur cette pesée peut être de 1 gramme).

P_2 est le poids dans l'eau après imbibition sous vide (l'erreur de cette pesée peut être de 1 gramme également).

P_3 est le poids dans l'air après imbibition sous vide (avec les difficultés d'effectuer un essuyage constant des pierres, on peut admettre sur cette pesée 2 grammes d'erreur).

En différenciant l'expression de la densité, on obtient :

$$dD = \frac{1}{P_3 - P_2} dP_1 + \frac{P_1}{(P_3 - P_2)^2} dP_3 + \frac{P_1}{(P_3 - P_2)^2} dP_2$$

soit une pierre moyenne où $P_1 = 900 \text{ g}$

$$P_3 - P_2 = 350 \text{ g}$$

en effectuant le calcul on obtient :

$$dD = 0,025$$

soit une erreur maximum de l'ordre de 1 %.

2.54 — Précision de la mesure de la dureté superficielle

Quand on effectue sur un cube de pierre cent déterminations de largeur de rayure, ces valeurs s'échelonnent autour de la moyenne des cent mesures. En réalité, la *moyenne vraie* n'est pas forcément connue exactement par cent déterminations. Il faudrait pour déterminer parfaitement cette valeur moyenne, réaliser un nombre très important de lectures de largeur (supérieur à cent); ce nombre de lectures est fonction de la dispersion ou variabilité des résultats. Pour des raisons pratiques, on est amené à réduire le nombre de déterminations et on doit se contenter d'une estimation de la moyenne.

2.541 — Calcul de la précision

De même que pour la vitesse du son, avec une probabilité de 95 % on peut dire que pour une pierre dont la moyenne des largeurs de rayure est de 0,91 mm et l'écart quadratique moyen de 0,33 mm, on a :

$$t = 2$$

d'où :

$$p = \frac{2 \times 0,33}{\sqrt{100}} \approx 0,07 \text{ mm},$$

soit une erreur d'environ 7,5 %.

Dire que la précision de la moyenne de la largeur de la rayure est $p = 0,07 \text{ mm}$ avec une probabilité de 95 %, cela signifie que si, par exemple, on a obtenu une largeur de rayure moyenne de 0,91 mm, il y a 95 chances sur 100 pour que la *moyenne vraie* que l'on ignore soit comprise entre $0,91 \pm 0,07 \text{ mm}$ soit entre 0,98 mm et 0,84 mm.

C'est cette incertitude de la *moyenne vraie* qui nous a conduit à calculer la précision des moyennes obtenues sur les différents critères pour préciser si deux séries pouvaient être confondues ou différentes.

2.55 — Limites englobant 95 % des résultats

Lorsqu'une grandeur subit l'influence d'un grand nombre de causes de variations, que ces causes sont toutes très petites et indépendantes les unes des autres, on démontre que les valeurs individuelles des mesures se distribuent suivant la loi de Gauss. L'allure générale de cette loi est bien connue. Il y a accumulation de résultats autour de la moyenne, puis ceux-ci se distribuent symétriquement avec une fréquence qui diminue rapidement à mesure que l'on s'éloigne du centre.

Une propriété de la loi de Gauss est qu'elle est entièrement déterminée lorsque l'on connaît sa moyenne \bar{X} et son écart quadratique moyen σ .

Si l'on porte de part et d'autre de la moyenne des longueurs égales à : une fois, deux fois, trois fois l'écart quadratique moyen (σ) on établit des fourchettes. Entre ces limites le nombre de résultats englobés est connu (à condition que les variations suivent la loi de Gauss).

Ainsi, si l'on porte de part et d'autre de la moyenne des longueurs égales à :

— une fois l'écart quadratique moyen, au moins 68 % des résultats sont intérieurs à ces fourchettes;

— deux fois l'écart quadratique moyen, au moins 95 % des résultats sont intérieurs à ces fourchettes;

— trois fois l'écart quadratique moyen, au moins 99,8 % des résultats sont intérieurs à ces fourchettes.

REMARQUE : Lorsqu'une grandeur suit la loi de Gauss, il existe entre l'écart moyen arithmétique e et l'écart quadratique moyen σ la relation suivante :

$$e \times \frac{5}{4} = \sigma.$$

EXEMPLE : On a obtenu pour les largeurs de rayures un écart moyen arithmétique e de l'ordre de 0,26 mm, ce qui donne un écart moyen quadratique :

$$\sigma = \frac{0,26 \times 5}{4} \approx 0,33 \text{ mm}.$$

Vérifions que 95 % des mesures des largeurs de rayures effectuées sont comprises entre les limites $\bar{X} \pm 2 \sigma$ où $\bar{X} = 0,91 \text{ mm}$.

Les limites entre lesquelles doivent se trouver au moins 95 % des résultats des largeurs de rayure sont :

$$0,91 + (2 \times 0,33) = 1,57 \text{ mm,}$$

$$0,91 - (2 \times 0,33) = 0,25 \text{ mm.}$$

Sur la figure 6 nous avons porté en abscisses les différentes valeurs de rayures et en ordonnées le nombre d'observations obtenues de chaque largeur.

Pour cet exemple, il y a 99 % des résultats entre les limites $X \pm 2 \sigma$.

2.56 — Influence du lit de carrière sur la mesure de vitesse de propagation du son

Les essais effectués nous ont montré qu'il n'y a pas ou très peu de différence entre les vitesses de propagation du son mesurées parallèlement au lit et celles mesurées perpendiculairement au lit. Ceci, en général, car on est amené à constater que certaines natures sont nettement différenciées, comme par exemple : Garchy, Saint-Même, Savonnières demi-fine, Vilhonheur roche, Villebois.

Il est donc utile, malgré tout, si l'on veut une certaine précision, de prendre en compte une vitesse moyenne.

2.6 UNITÉS DE MESURES

Les vitesses de propagation du son sont exprimées en mètres par seconde.

Les densités apparentes sont exprimées en kilogrammes par décimètre cube.

Les largeurs de rayures sont exprimées en millimètres.

Les résistances de rupture en compression sont exprimées en kilogrammes par centimètre carré.

2.7 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les résultats des essais de chaque nature de pierre sont consignés en annexe I (p. 506) dans 31 tableaux.

Pour chaque nature de pierre nous avons calculé :

Moy. : la moyenne arithmétique (somme des valeurs divisée par le nombre d'échantillons de la nature).

Méd. : la médiane des valeurs.

ema. : écart moyen absolu (moyenne arithmétique des écarts entre les valeurs et la moyenne *Moy*).

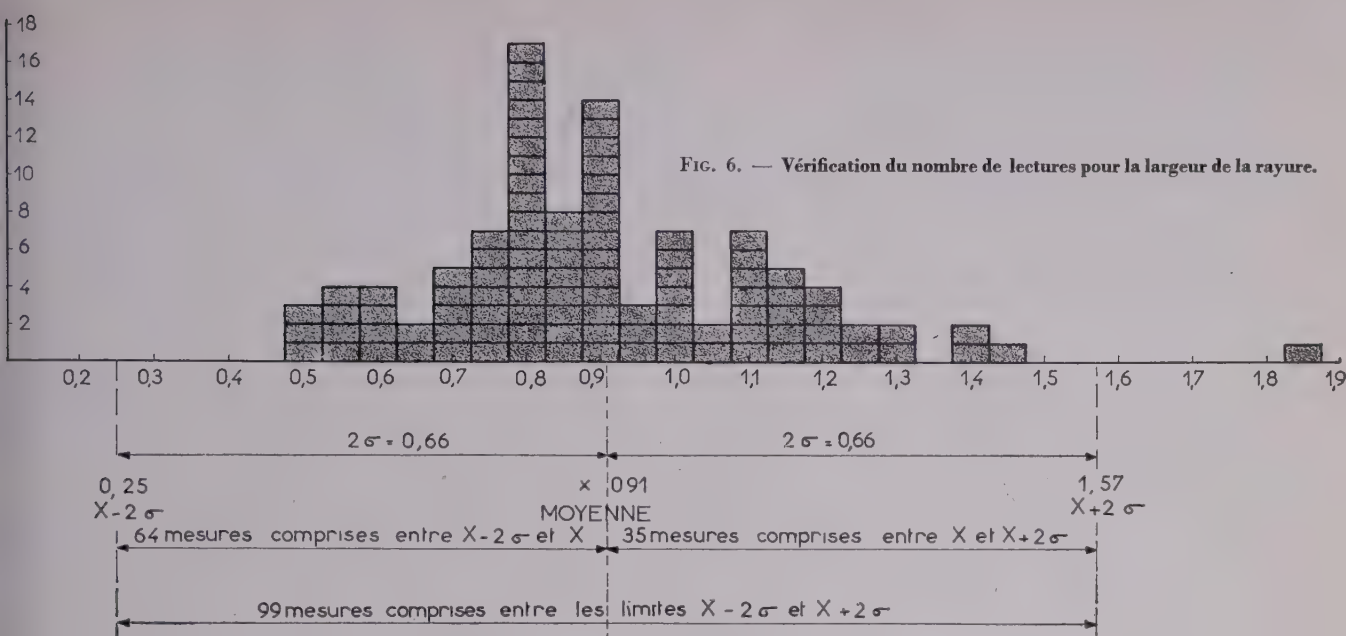
emr. : écart moyen relatif (écart moyen absolu *ema* divisé par la moyenne arithmétique *Moy* et multiplié par 100).

Pour les différentes natures de roche, les valeurs moyennes, maxima, minima, les écarts moyens absolus et les écarts moyens relatifs obtenus pour les quatre critères sont consignés dans le tableau n° 2.

Tableau

NOM DE LA PIERRE	n (+)	DENSITÉ					VITESSE		
		Moy.	Min.	Max.	ema	emr	Moy.	Min.	Max.
Anstrudes Roche jaune	24	2,218	2,184	2,249	0,013	0,59 %	4 282	4 087	4 458
Billy Banc Royal.....	6	1,492	1,415	1,585	0,037	2,48 %	2 265	1 961	2 498
Brouzet fin	26	2,213	2,146	2,289	0,0325	1,47 %	3 339	3 027	3 905
Buxy.....	24	2,643	2,631	2,655	0,0085	0,32 %	4 977	4 633	5 167
Chamesson roche.....	24	2,290	2,259	2,316	0,014	0,61 %	4 249	3 931	4 426
Chauvigny roche.....	12	2,195	2,121	2,323	0,058	2,6 %	3 961	3 366	4 571
Chomérac.....	24	2,688	2,681	2,694	0,0035	0,13 %	5 870	5 790	5 949
Comblanchien	12	2,665	2,653	2,672	0,005	0,20 %	5 928	5 830	6 077
Étrochey jaune.....	24	2,534	2,502	2,554	0,008	0,32 %	5 235	5 069	5 424
Euville roche.....	12	2,265	2,206	2,329	0,029	1,3 %	3 498	3 357	3 617
Garchy	24	2,232	2,155	2,325	0,035	1,56 %	3 529	3 293	3 776
Hauteville	12	2,690	2,687	2,693	0,002	0,07 %	5 977	5 894	6 050
La Bouloye Banc Franc.....	8	1,680	1,593	1,774	0,0667	3,97 %	2 593	2 294	2 930
Larrys dur Moucheté.....	6	2,539	2,530	2,556	0,0075	0,30 %	5 452	5 316	5 597
Larrys Moucheté.....	6	2,421	2,396	2,462	0,017	0,70 %	4 940	4 905	4 982
Larrys sous Moucheté.....	12	2,359	2,239	2,427	0,058	2,5 %	4 450	3 927	4 939
Magny roche.....	24	2,197	2,110	2,273	0,0387	1,76 %	4 422	4 038	4 747
Malvaux.....	24	2,142	2,060	2,199	0,039	1,82 %	3 204	3 024	3 449
Massangis roche jaune.....	12	2,410	2,337	2,518	0,057	2,4 %	5 143	4 888	5 361
Massangis Liais jaune.....	12	2,334	2,307	2,368	0,017	0,73 %	4 660	4 500	4 850
Migné.....	11	2,020	1,921	2,099	0,070	3,5 %	3 004	2 510	3 515
Noyant Banc Franc.....	18	1,700	1,670	1,779	0,0175	1,03 %	2 422	2 336	2 560
Ravières.....	12	2,252	2,185	2,351	0,056	2,5 %	3 720	3 492	4 197
Savonnières 1/2 fine.....	12	1,724	1,596	1,849	0,079	4,6 %	2 997	2 668	3 288
Saint Leu Banc Franc.....	24	1,686	1,560	1,791	0,037	2,19 %	2 312	2 116	2 582
Saint Même.....	24	1,928	1,899	1,961	0,012	0,62 %	2 578	2 432	2 710
Sireuil dit ferme.....	12	1,808	1,755	1,873	0,019	1,05 %	2 392	2 177	2 559
Tercé construction	12	2,077	2,019	2,157	0,030	1,4 %	3 328	2 967	3 564
Verger non marbré.....	24	2,362	2,314	2,420	0,0196	0,83 %	4 510	3 852	4 984
Vilhonheur roche.....	12	2,408	2,349	2,500	0,045	1,87 %	4 641	4 410	4 810
Villebois.....	24	2,662	2,655	2,668	0,0036	0,13 %	5 497	5 263	5 746

(+) Nombre d'échantillons.



N° 2

VITESSE		RAYURE					COMPRESSION				
ema	emr	Moy.	Min.	Max.	ema	emr	Moy.	Min.	Max.	ema	emr
78,92	1,84 %	1,066	0,975	1,175	0,050	4,69 %	592	520	668	45,3	7,7 %
157,67	6,96 %	2,817	2,200	3,425	0,308	10,93 %	61	42	83	11,67	19,13 %
233,23	6,99 %	1,257	1,100	1,400	0,554	4,41 %	362	240	461	49,5	13,7 %
105,625	2,10 %	0,720	0,675	0,800	0,027	3,75 %	1 211	1 042	1 336	51	4,2 %
132,31	3,11 %	0,975	0,825	1,100	0,039	4,06 %	922	836	1 030	46,6	5,1 %
261	6,6 %	1,123	0,825	1,375	0,123	10,9 %	367	260	506	72,66	22,8 %
30,75	0,52 %	0,583	0,500	0,650	0,025	4,29 %	2 163	1 768	2 599	159,7	7,4 %
68	1,15 %	0,742	0,700	0,800	0,026	3,50 %	2 180	1 680	2 487	184,3	8,91 %
66,46	1,27 %	0,716	0,650	0,775	0,020	2,79 %	1 458	1 190	1 687	130,1	8,9 %
64,2	1,84 %	1,275	1,200	1,400	0,033	3,4 %	279	204	390	47,83	17,3 %
114,71	3,25 %	1,444	1,200	1,675	0,101	6,99 %	311	248	377	30,3	9,7 %
36	0,60 %	0,594	0,500	0,700	0,037	6,2 %	2 075	1 760	2 360	136,16	6,56 %
217,38	8,38 %	2,103	1,775	2,450	0,222	10,56 %	112	87	140	15,12	13,5 %
70	1,28 %	0,650	0,575	0,700	0,033	5,08 %	1 567	1 421	1 741	78,67	5,02 %
32	0,65 %	0,767	0,625	0,825	0,047	6,13 %	1 115	942	1 262	112	10,04 %
406	9,1 %	0,796	0,625	1,025	0,129	16,2 %	984	609	1 350	294,58	29,93 %
180,29	4,08 %	1,001	0,775	1,300	0,097	9,69 %	523	402	693	77,6	14,8 %
86,5	2,70 %	1,470	1,225	1,675	0,091	6,19 %	257	171	334	48,4	18,8 %
139	2,7 %	0,635	0,500	0,750	0,055	8,7 %	995	772	1 156	107,75	10,8 %
83,75	1,78 %	0,910	0,850	0,975	0,033	3,61 %	737	619	938	81,91	11,11 %
347,81	11,57 %	1,661	1,300	2,075	0,298	18,49 %	194	87	276	66,27	34,67 %
45,44	1,88 %	2,314	2,125	2,650	0,134	5,79 %	155	126	177	14,39	5,56 %
141	3,8 %	1,292	0,950	1,600	0,200	15,5 %	427	330	630	65,25	15,2 %
186	6,2 %	2,033	1,700	2,425	0,142	7,0 %	106	82	133	11,75	11 %
97,25	4,21 %	2,340	1,825	2,850	0,210	8,97 %	119	66	212	27,7	23,3 %
72,00	2,79 %	1,777	1,650	2,050	0,053	2,98 %	116	50	164	23,2	20 %
87	3,6 %	2,192	1,950	2,550	0,156	7 %	94	76	108	9,0	9,6 %
143	4,3 %	1,416	1,275	1,575	0,075	5,2 %	280	187	346	37,67	13,45 %
372,71	8,26 %	0,810	0,700	0,900	0,041	5,06 %	1 017	734	1 302	111,9	11 %
99,8	2,15 %	0,935	0,900	1,050	0,028	2,99 %	603	487	742	47,83	7,93 %
114,41	2,08 %	0,622	0,600	0,700	0,026	4,18 %	1 696	1 473	1 856	70,7	4,2 %

TROISIÈME PARTIE

INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

3.1 ÉTUDE DES RÉSULTATS

D'après les résultats obtenus, nous avons tracé les six graphiques suivants :

- Densité apparente-vitesse de propagation du son (fig. 7).
- Densité apparente-largeur de la rayure (fig. 8).
- Vitesse de propagation du son-largeur de la rayure (fig. 9).
- Densité apparente-contrainte de rupture en compression (fig. 10).
- Vitesse de propagation du son-contrainte de rupture en compression (fig. 11).
- Largeur de la rayure-contrainte de rupture en compression (fig. 12).

Sur chacun de ces graphiques, nous avons porté la courbe de variation telle que la somme des carrés des distances des points expérimentaux à cette courbe soit minimum.

3.2 CORRÉLATION ENTRE LES CRITÈRES

Il y a corrélation entre deux variables quand à toute variation de l'une correspond une variation de l'autre dans un sens déterminé (corrélation linéaire). L'intensité de corrélation se mesure à l'aide du coefficient de corrélation c donné par la formule :

$$c = \frac{(\bar{X} - x)(\bar{Y} - y)}{\sqrt{(\bar{X} - x)^2(\bar{Y} - y)^2}}$$

où \bar{X} est la moyenne d'une variable

\bar{Y} est la moyenne de l'autre variable

x et y sont des résultats individuels.

Ce coefficient de corrélation varie de $+1$ à -1 .

L'échelle pratique de qualification d'une corrélation quand le nombre des observations est assez élevé (ce qui est notre cas) est la suivante :

- $0,30 < c < 0,30$ corrélation nulle;
- $0,30 < c < 0,50$ corrélation faible;
- $0,50 < c < 0,70$ corrélation moyenne;
- $0,70 < c < 0,80$ corrélation forte;
- $0,80 < c < 1,00$ corrélation très forte.

Nous avons donc calculé quel était le coefficient de corrélation pour chacun des six graphiques. Nous avons obtenu pour les relations :

- Densité apparente-vitesse de propagation du son..... $c = 0,939$
- Densité apparente-largeur de la rayure..... $c = 0,953$
- Vitesse de propagation du son-largeur de la rayure..... $c = 0,931$
- Densité apparente-contrainte de rupture en compression..... $c = 0,876$
- Vitesse de propagation du son-contrainte de rupture en compression... $c = 0,950$
- Largeur de la rayure-contrainte de rupture en compression..... $c = 0,817$

D'après l'échelle pratique de qualification, on constate que la corrélation entre ces variables est très forte, on a un coefficient compris entre 0,80 et 1,00.

On admet donc qu'à chaque variation d'un des quatre critères, les trois autres varient dans le même sens.

3.3 COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS OBTENUS ET LES INDICATIONS DE LA SÉRIE CENTRALE DES ARCHITECTES

Nous avons tracé deux graphiques (fig. 13 et 14) comparant les densités apparentes et les résistances de rupture en compression mesurées aux densités apparentes et résistances de rupture en compression mentionnées dans la Série centrale des Architectes (édition de 1939).

3.31 — Densité apparente (fig. 13).

La droite à 45° est la droite de référence avec laquelle les moyennes des densités obtenues devraient se confondre si les résultats des essais et les indications de la Série centrale des Architectes étaient identiques. Les valeurs maxima et les valeurs minima de chaque nature étant reliées par un trait, il n'a été porté que la moyenne pour éviter toute confusion entre les natures.

3.32 — Résistance de rupture en compression (fig. 14).

De même que pour les densités il a été tracé une droite à 45° . L'inclinaison donnée aux droites représentatives des résultats vient du fait que la série donne des résistances de rupture en compression minima et maxima pour chaque nature, alors que pour les densités elle n'indique qu'une moyenne.

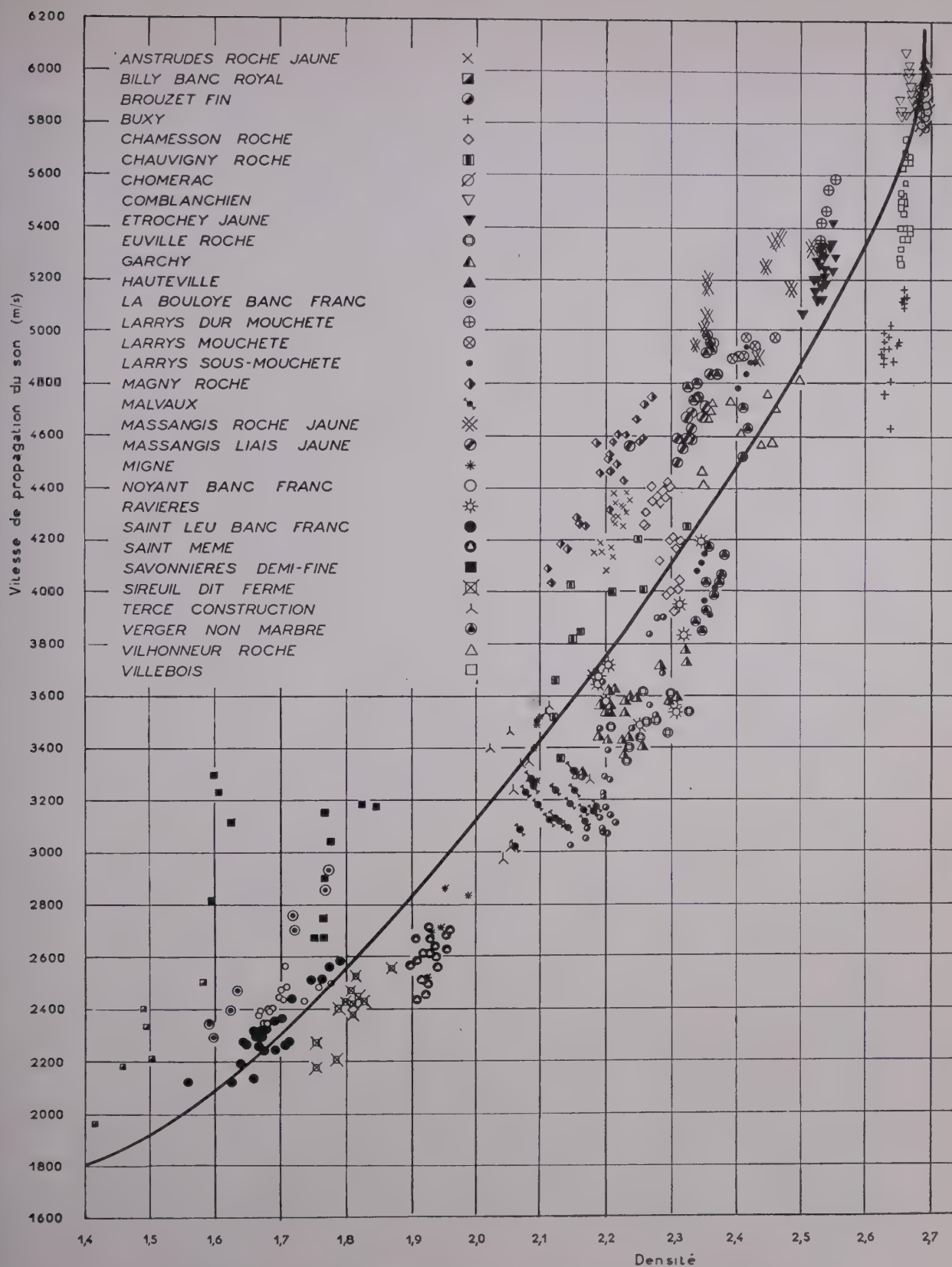


FIG. 7. — Vitesse de propagation du son en fonction de la densité apparente.

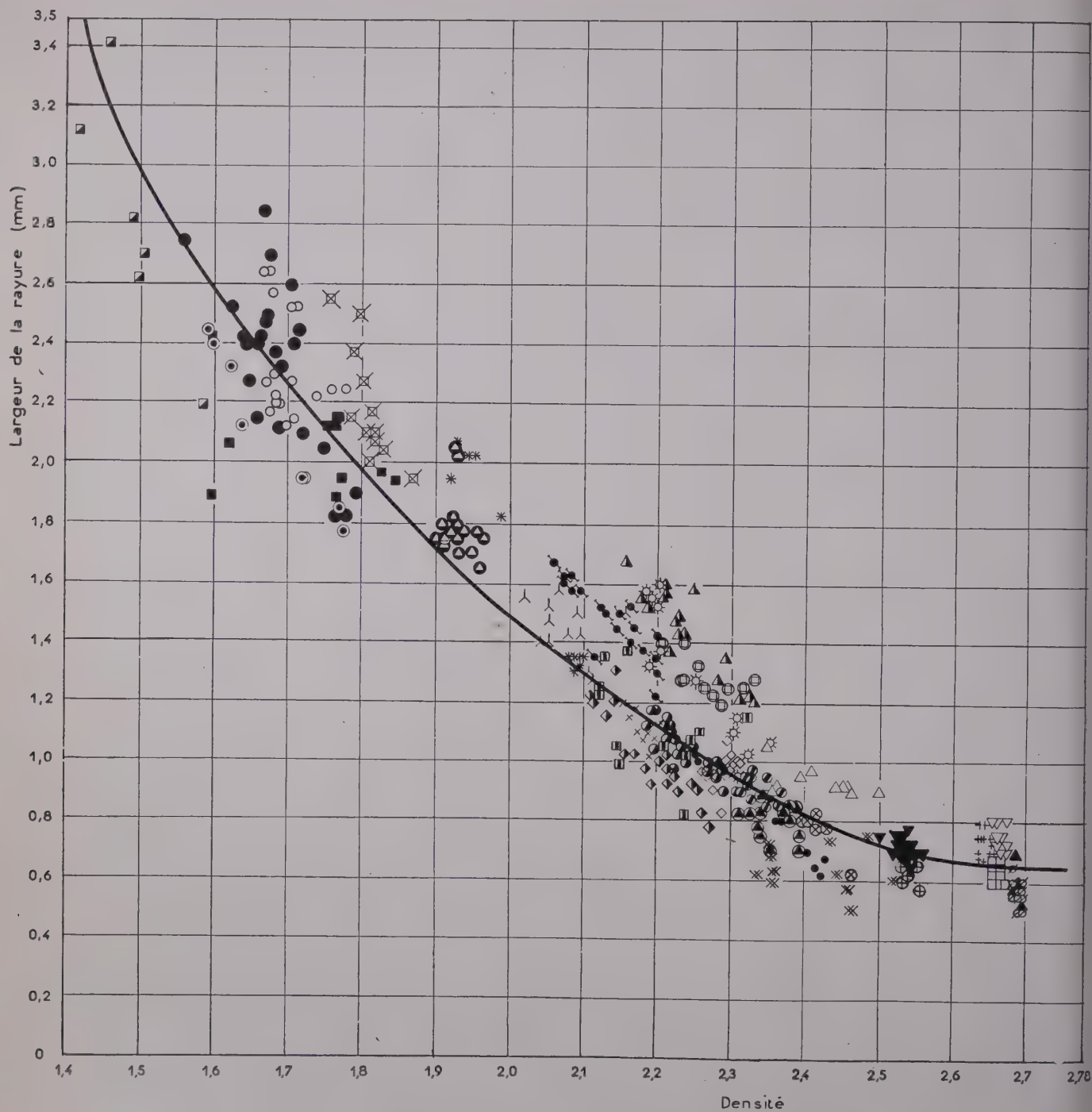


FIG. 8. — Largeur de la rayure en fonction de la densité apparente.

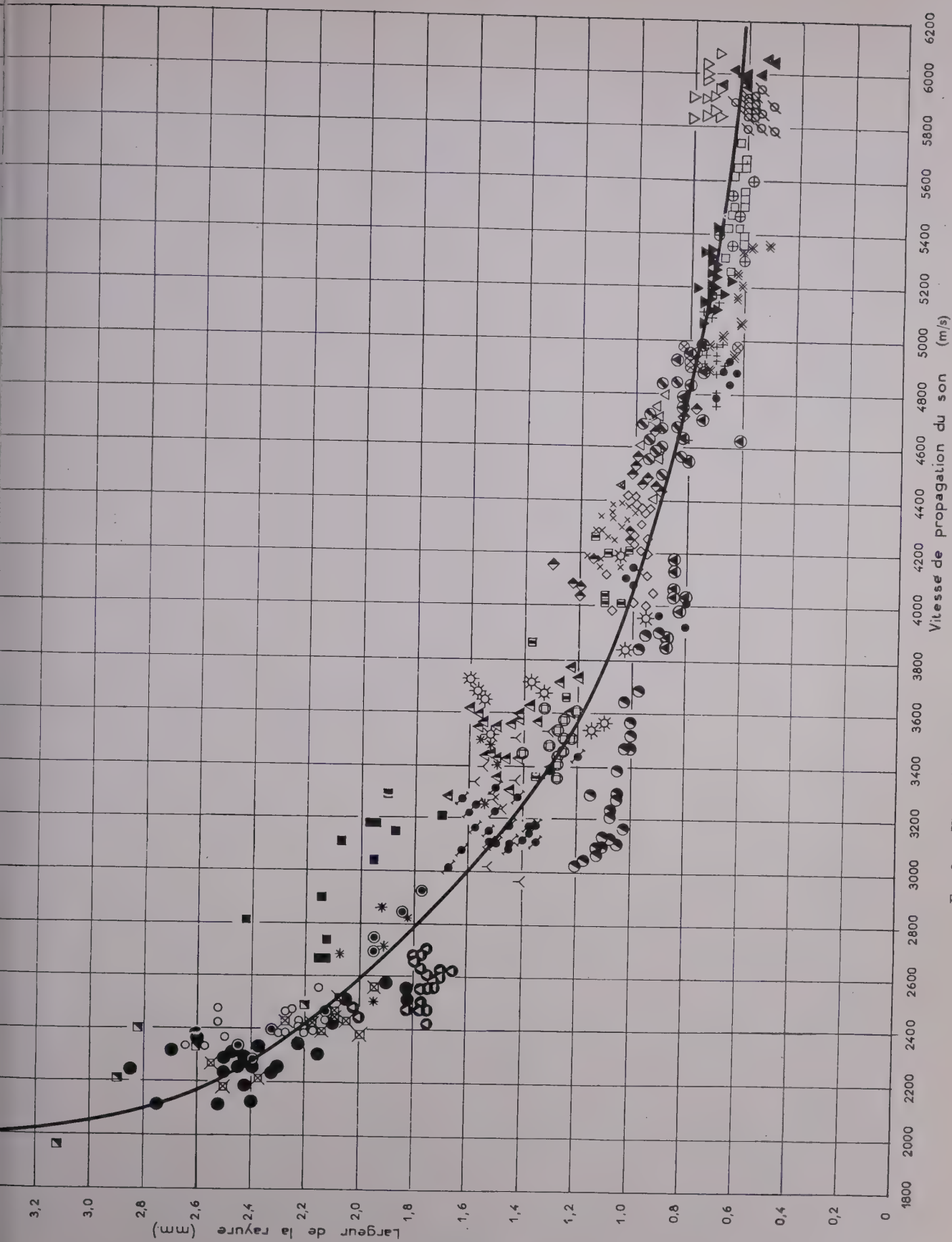


Fig. 9. — Vitesse de propagation du son en fonction de la largeur de la rayure.

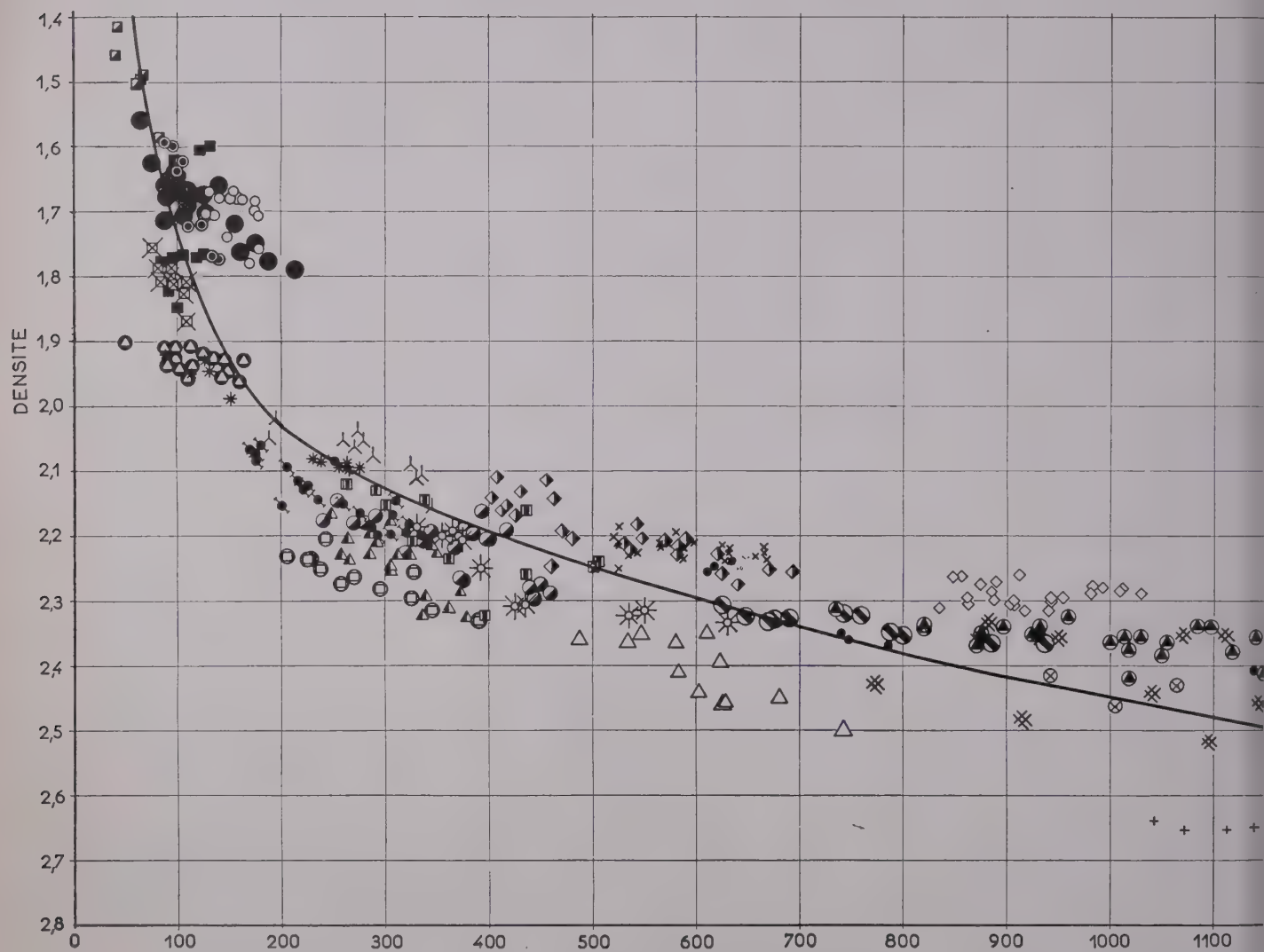
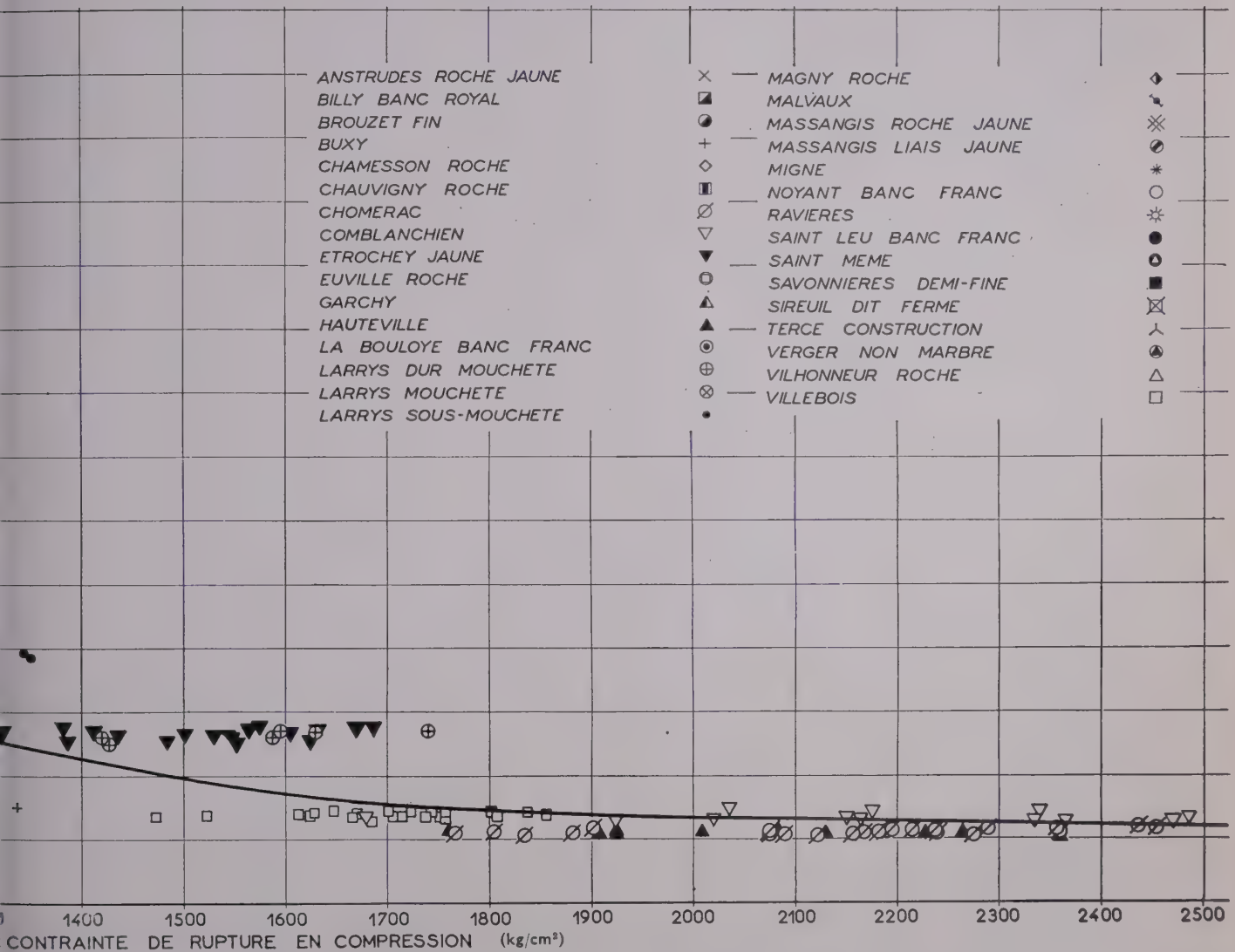


FIG. 10. — Densité apparente ρ_a



Contraintes de rupture en compression.

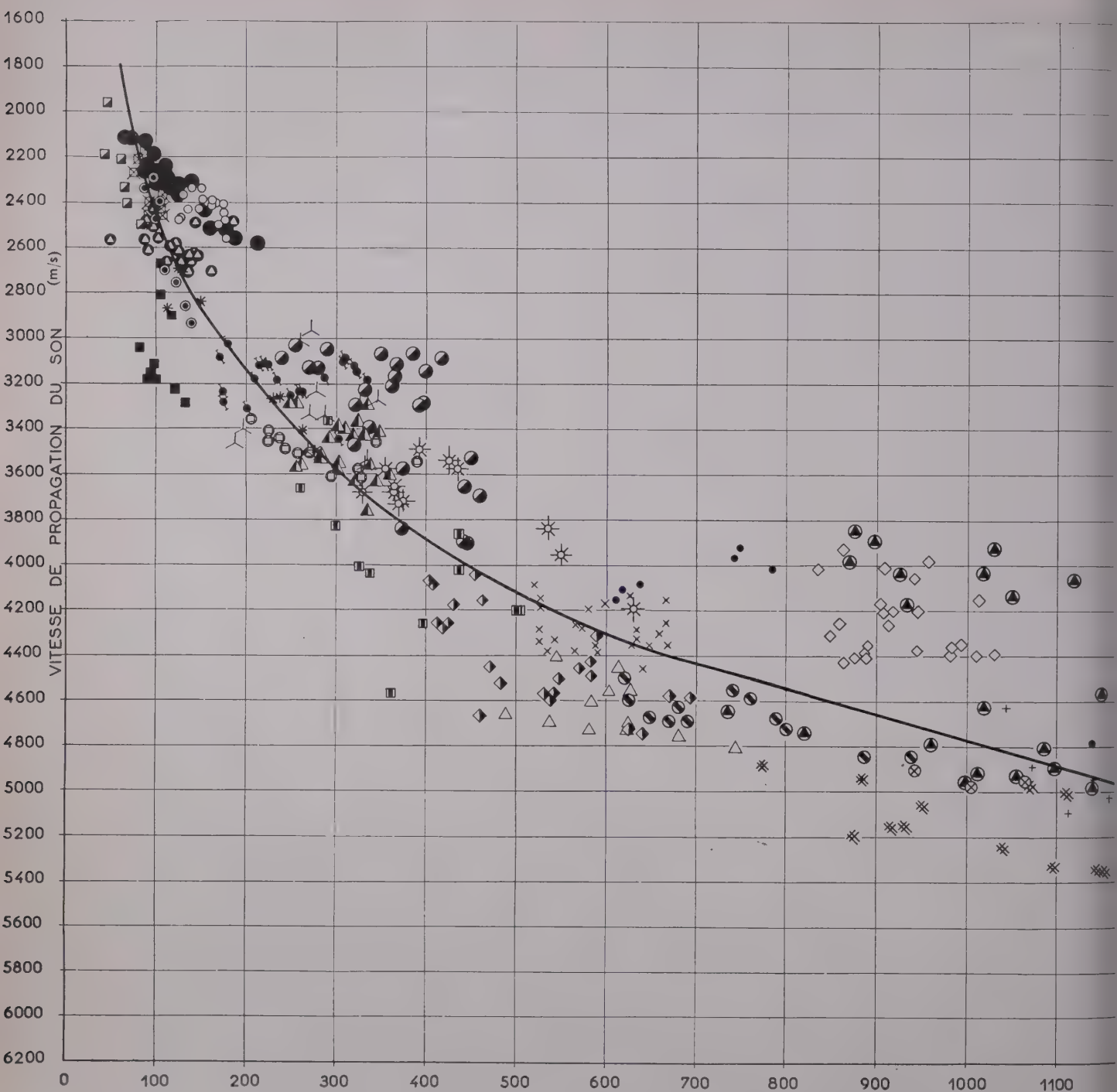
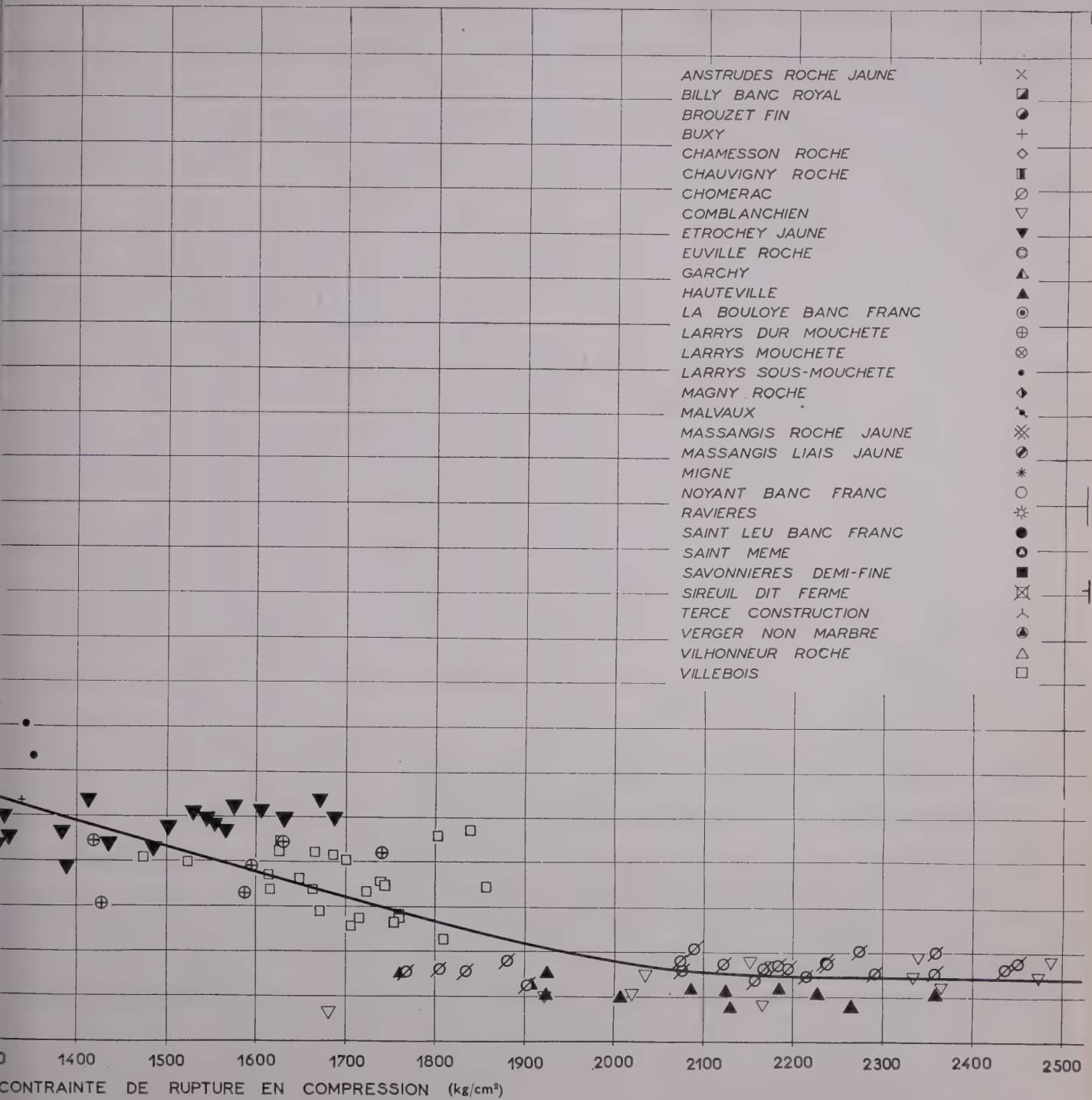


FIG. 11. — Vitesse de propagation du son en



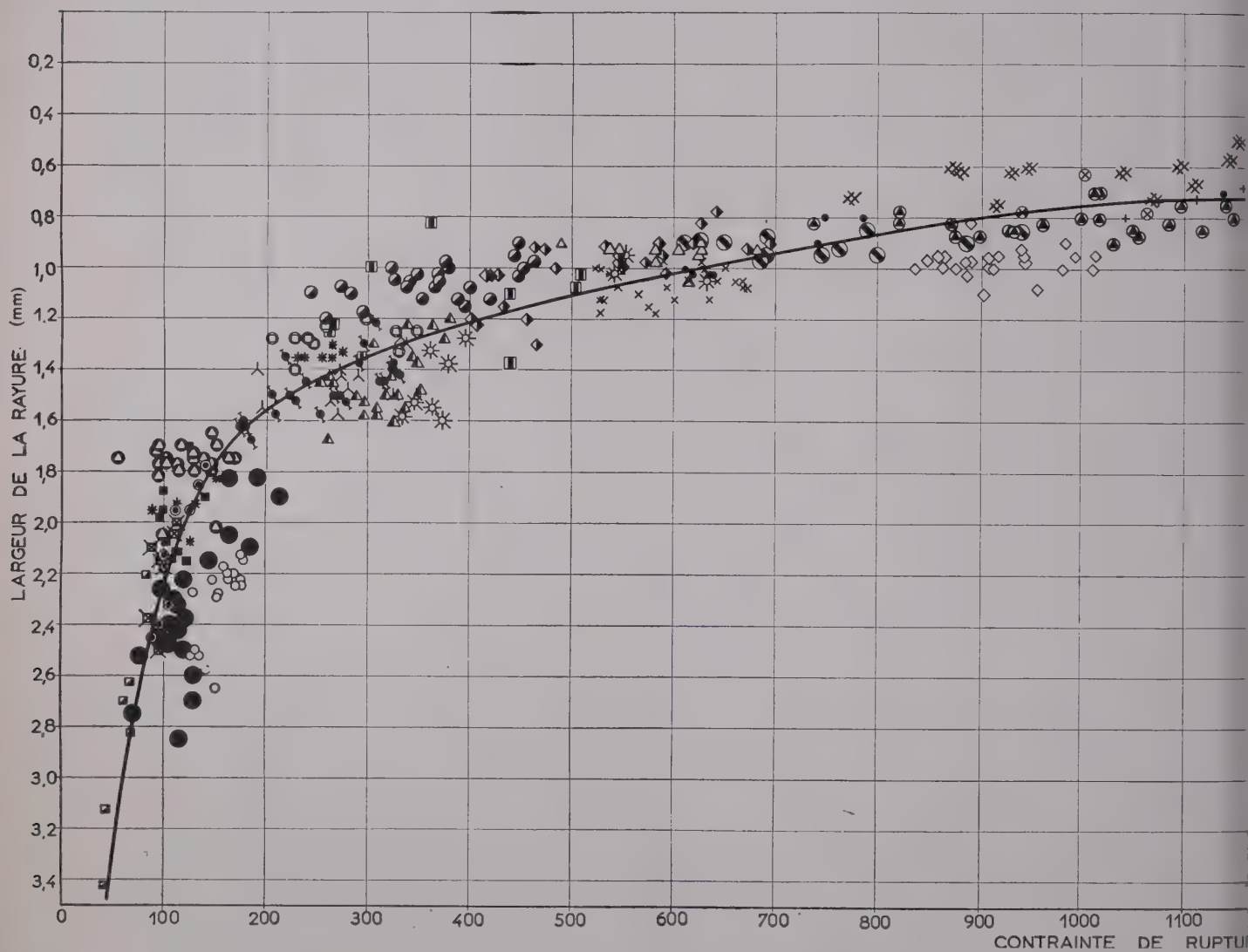
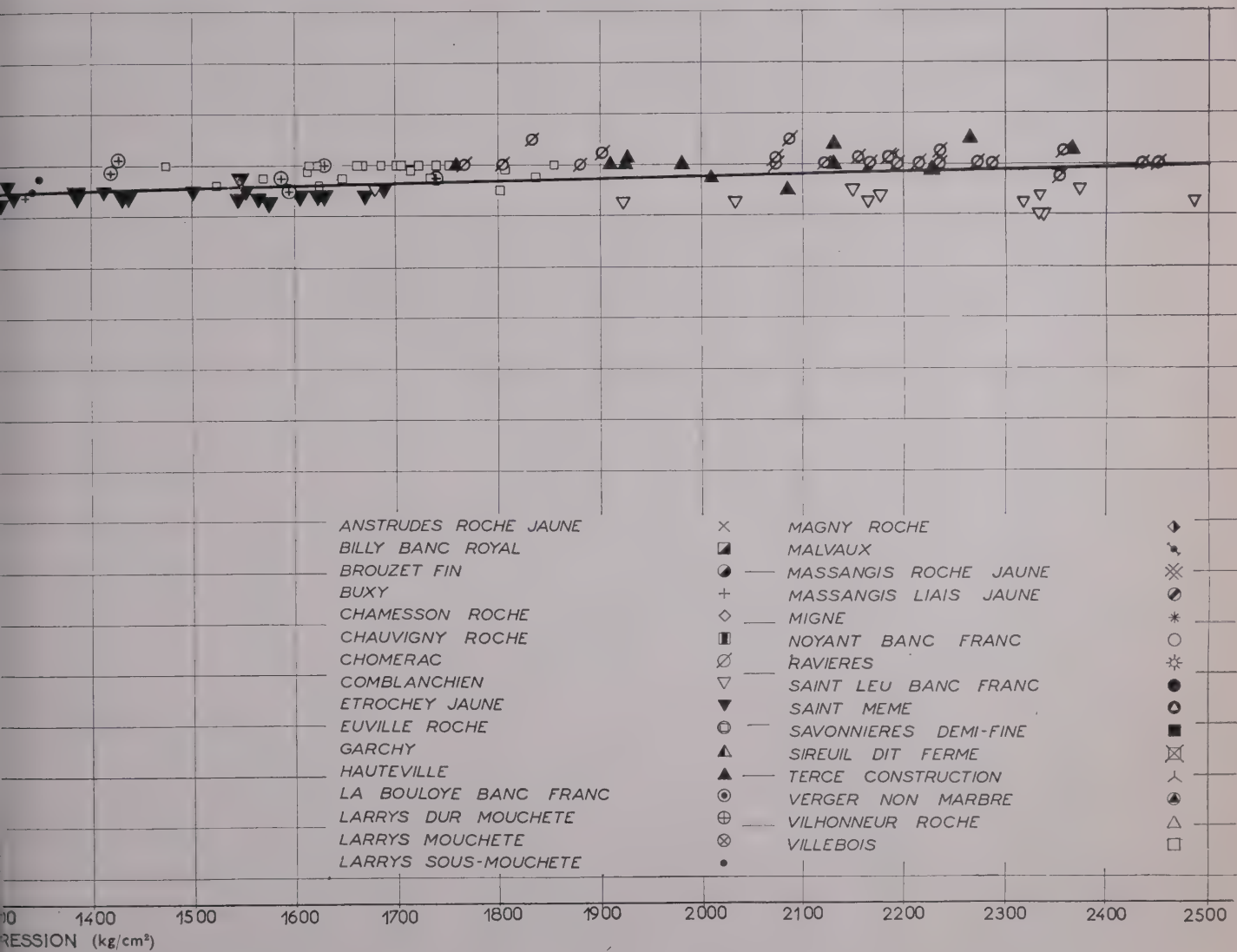


FIG. 12. — Largeur de la rayure en



Distance de rupture en compression.

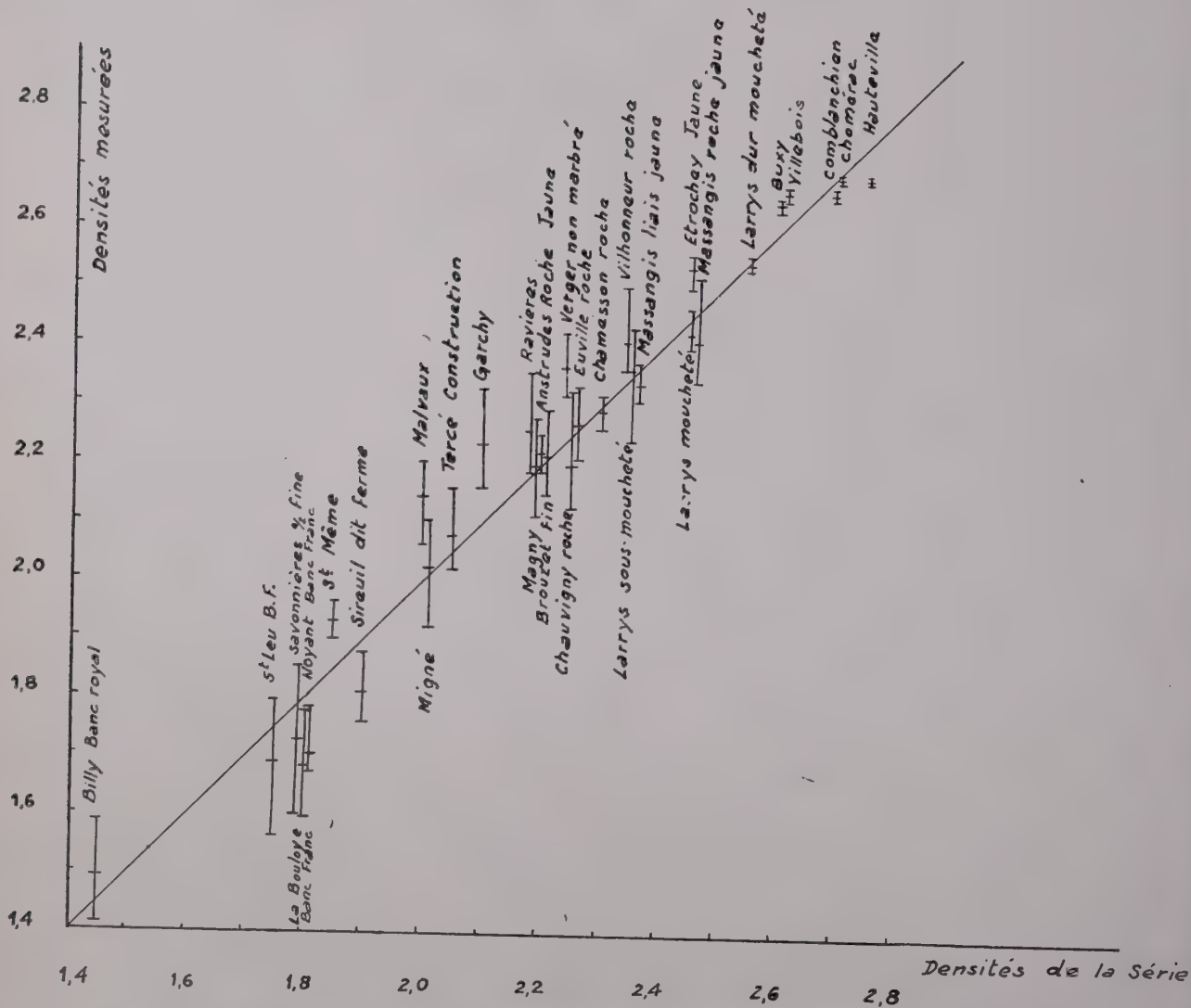


FIG. 13. — Densité apparente obtenue en fonction de la densité apparente de la Série centrale des Architectes.

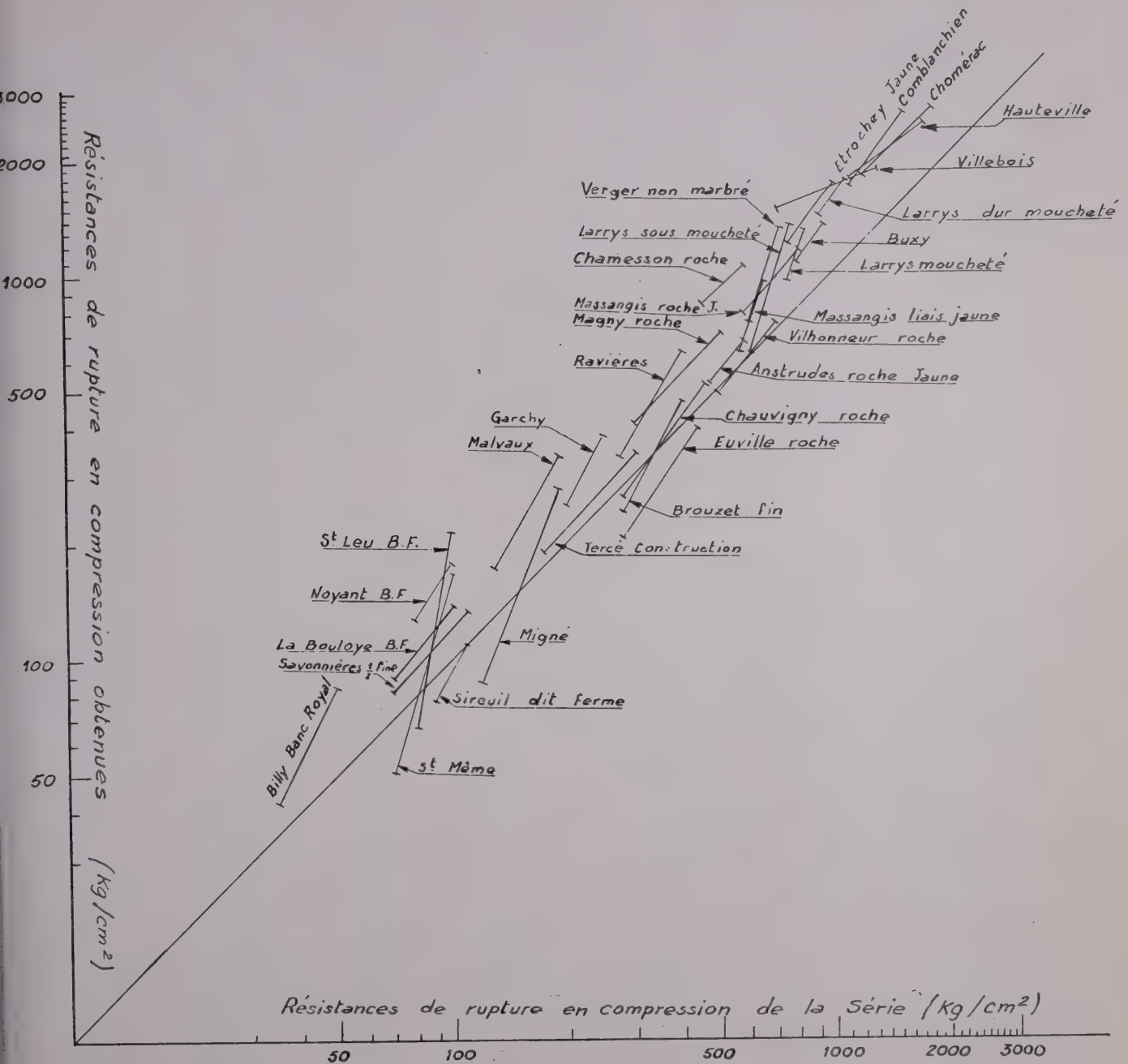


FIG. 14. — Résistance de rupture en compression obtenue en fonction de la résistance de rupture en compression de la Série centrale des Architectes.

MÉTHODE DE CLASSIFICATION

4.1 CLASSEMENT DES PIERRES D'APRÈS LES TROIS CRITÈRES (VITESSE DU SON, DENSITÉ APPARENTE, LARGEUR DE LA RAYURE)

Le problème de la classification des pierres consiste à déterminer pour chaque nature de pierre un numéro de classement N à partir des trois critères (vitesse du son, densité, rayure).

Les valeurs moyennes des résultats pris en compte sont portées dans le tableau n° 2.

On a établi pour chaque critère trois classements indépendants variant de 1,00 pour la nature la plus faible à 14,00 pour la nature la plus forte.

Le numéro de classement d'une nature de pierre intermédiaire s'effectue par interpolation linéaire.

Pour répartir exactement les 31 natures considérées entre 1 et 14, nous avons appliqué les formules pour

chaque critère : soit pour la vitesse de propagation du son $V =$

$$\left(\frac{V}{V_{\max} - V_{\min}} \times 13 \right) - \left[\left(\frac{V_{\min}}{V_{\max} - V_{\min}} \times 13 \right) - 1 \right] = N_V$$

Pour la densité apparente $D :$

$$\left(\frac{D}{D_{\max} - D_{\min}} \times 13 \right) - \left[\left(\frac{D_{\min}}{D_{\max} - D_{\min}} \times 13 \right) - 1 \right] = N_D$$

et pour la largeur de la rayure $R :$

$$\left(\frac{1}{\frac{1}{R_{\max}} - \frac{1}{R_{\min}}} \times 13 \right) - \left[\left(\frac{1}{\frac{1}{R_{\min}} - \frac{1}{R_{\max}}} \times 13 \right) - 1 \right] = N_R$$

Les résultats de ces trois formules sont donnés dans le tableau n° 3. Le classement adopté est la moyenne arithmétique des trois classements. Pour plus de facilité, cette moyenne a été arrondie à 0,5 près. C'est cette valeur que l'on appellera numéro de classement d'après les critères $N_{\text{critères}}$ (N_c).

Tableau N° 3

DÉSIGNATION	N_V	N_D	N_R	N_c MOYEN	N_c ARRONDI
Anstrudes roche jaune.....	8,07	8,88	6,58	7,84	8,0
Billy Banc Royal.....	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Brouzet fin.....	4,76	8,82	5,21	6,26	6,5
Buxy.....	10,50	13,49	10,88	11,62	11,5
Chamesson roche.....	7,95	9,66	7,41	8,34	8,5
Chauvigny roche.....	6,94	8,63	6,12	7,23	7,0
Chomérac.....	13,63	13,98	14,00	13,87	14,0
Comblanchien.....	13,83	13,73	10,49	12,68	12,5
Étrochey jaune.....	11,40	12,31	10,96	11,56	11,5
Euville roche.....	5,32	9,39	5,11	6,61	6,5
Garchy.....	5,43	9,03	4,23	6,23	6,0
Hauteville.....	14,00	14,00	13,70	13,90	14,0
La Bouloye Banc Franc.....	2,15	3,04	2,15	2,45	2,5
Larrys dur Moucheté.....	12,16	12,36	12,31	12,28	12,5
Larrys Moucheté.....	10,37	11,08	10,07	10,51	10,5
Larrys sous Moucheté.....	8,65	10,41	9,62	9,56	9,5
Magny roche.....	8,56	8,65	7,16	8,12	8,0
Malvaux.....	4,29	8,05	4,11	5,48	5,5
Massangis roche jaune.....	11,08	10,96	12,66	11,57	11,5
Massangis Liais jaune.....	9,39	10,14	8,11	9,21	9,0
Migné.....	3,59	6,73	3,54	4,62	4,5
Noyant Banc Franc.....	1,55	3,26	1,74	2,18	2,0
Ravières.....	6,10	9,25	5,01	6,79	7,0
Savonnières 1/2 Fine.....	3,57	3,52	2,31	3,13	3,0
Saint Leu Banc Franc.....	1,17	3,11	1,69	1,99	2,0
Saint Même.....	2,10	5,73	2,99	3,61	3,5
Sireuil dit ferme.....	1,45	4,43	1,97	2,62	2,5
Tercé construction.....	4,73	7,35	4,22	5,43	5,5
Verger non marbré.....	8,86	10,44	9,41	9,57	9,5
Vilhonneur roche.....	9,32	10,94	7,83	9,36	9,5
Villebois.....	12,32	13,70	12,97	13,0	13,0

N calculés d'après les critères.

N_V numéro de classement calculé d'après la vitesse du son.

N_D " " " " la densité.

N_R " " " " la largeur de la rayure.

N_c moyen : moyenne arithmétique des trois numéros de classement calculés.

N_c arrondi : moyenne arithmétique arrondie à la demi-unité la plus proche.

La représentation graphique de ces trois classements et de la moyenne non arrondie nous est donnée par la figure 15.

Pour comparer le classement obtenu avec ces critères et le classement donné par la série centrale des Architectes, on a tracé la représentation de ces deux classements sur la figure 16.

Pour chiffrer l'écart global entre ces deux classements on calcule les différences entre les numéros de classement obtenus à partir des critères N_c et les numéros de classement de la Série centrale des Architectes N_s et on fait la somme :

On a : $\Sigma (N_c - N_s) = 16,5$.

Les différences se répartissent comme suit :

— trois différences sont égales à — 1

Anstrudes roche jaune, Noyant Banc Franc, Saint-Leu Banc Franc.

— sept différences sont égales à — 0,5

Brouzet fin, Chamesson roche, Comblanchien, Euville roche, La Bouloie Banc Franc, Sireuil dit ferme, Villonheur roche.

— dix différences sont égales à + 0,5

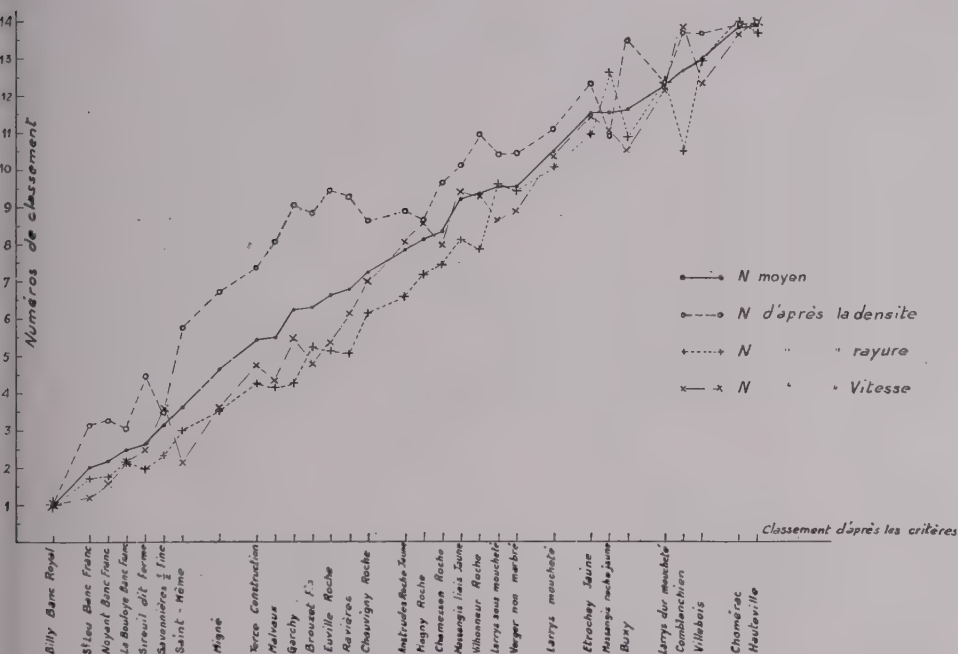
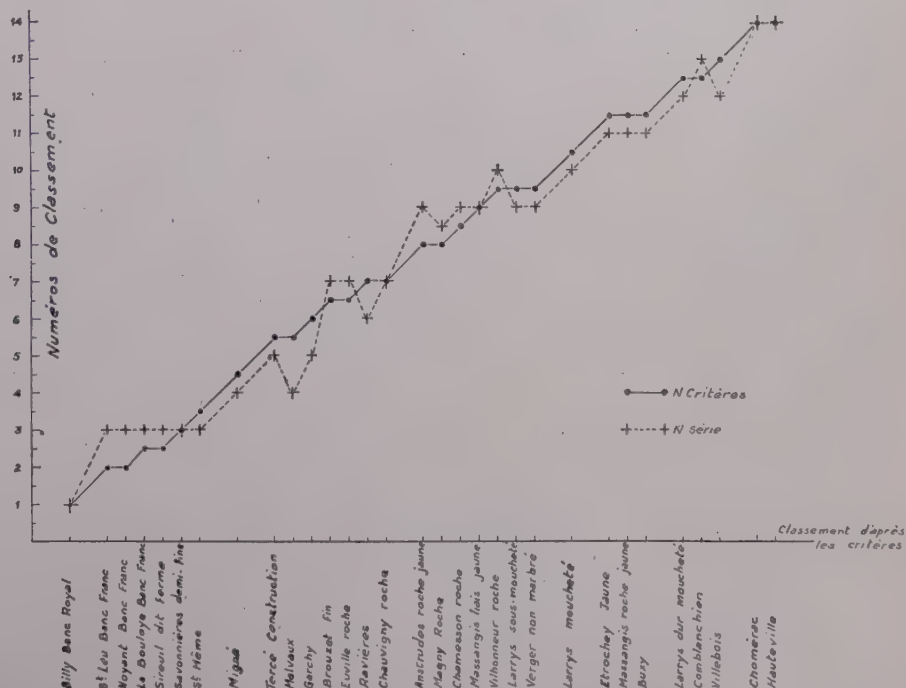


FIG. 15. — Numéro de classement donné en fonction du numéro de classement d'après chaque critère, pour chaque nature de pierre.

FIG. 16. — Numéro de classement donné en fonction du numéro de classement moyen d'après les critères, pour chaque nature de pierre.



Buxy, Etrochey jaune, Larrys dur moucheté, Larrys moucheté, Larrys sous moucheté, Massangis roche jaune, Migné, Saint-Même, Tercé construction, Verger non marbré.

— trois différences sont égales à + 1

Garchy, Ravières, Villebois.

— une différence est égale à + 1,5
Malvaux.

En outre, sept natures de pierre sont inchangées :

Billy Banc Royal, Chauvigny roche, Chomérac, Hauteville, liais Jaune, Magny roche, Massangis et Savonnières demi-fine.

Une justification indépendante de la plupart de ces différences nous est fournie par les deux diagrammes nos 13 et 14 où l'on a comparé les densités apparentes et les résistances de rupture en compression mesurées aux densités apparentes et aux résistances de rupture en compression de la Série centrale des Architectes. On voit que certaines natures (Garchy, Malvaux, Ravières, Villebois, etc...) doivent progresser par rapport au classement de la Série centrale des Architectes et d'autres (Euville roche, Sireuil dit ferme, etc...) doivent régresser.

Ceci nous conduit à penser que pour une même carrière la qualité de la pierre prise en considération pour nos essais n'est pas nécessairement égale à celle qui fut prise en compte pour établir le classement de la Série centrale des Architectes : suivant l'échantillonnage, les qualités peuvent évoluer.

4.2 MÉTHODE DE CALCUL D'UNE FORMULE

Nous avons donc été amenés à calculer une formule telle que connaissant la vitesse du son, la densité apparente et la largeur de la rayure d'une pierre, nous puissions obtenir immédiatement son numéro de classement.

La formule cherchée est de forme linéaire par rapport aux paramètres V, D, $\frac{1}{R}$:

$$Vx + Dy + \frac{1}{R}z + w = N.$$

Le calcul des coefficients x, y, z et w s'effectue par la méthode des moindres carrés.

(Voir en Annexe, Partie II, la Méthode de calcul de la formule).

Nous avons obtenu la relation suivante :

$$\frac{V}{906} + 3,66D + \frac{3,39}{R} - 8,23 = N$$

A titre de vérification, nous avons porté dans le tableau n° 4, le numéro de classement obtenu par la formule comparé au numéro de classement donné par les critères qui ont servi à l'établir.

Aucune différence n'est supérieure à 0,25 et la somme des écarts entre le numéro de classement d'après les

Tableau N° 4

DÉSIGNATION	Vx	Dy	Z/R	W	TOTAL	N.	ΔN.
Anstrudes roche jaune.....	4,73	8,12	3,18		7,80	8,0	— 0,20
Billy Banc Royal.....	2,50	5,46	1,20		0,93	1,0	— 0,07
Brouzet fin.....	3,69	8,10	2,70		6,26	6,5	— 0,24
Buxy.....	5,49	9,67	4,71		11,64	11,5	+ 0,14
Chamesson roche.....	4,69	8,38	3,47		8,31	8,5	— 0,19
Chauvigny roche.....	4,37	8,03	3,02		7,19	7,0	+ 0,19
Chomérac.....	6,48	9,84	5,81		13,90	14,0	— 0,10
Comblanchien.....	6,54	9,75	4,57		12,63	12,5	+ 0,13
Étrochey jaune.....	5,78	9,27	4,73		11,55	11,5	+ 0,05
Euville roche.....	3,86	8,29	2,66		6,58	6,5	+ 0,08
Garchy.....	3,90	8,17	2,35		6,19	6,0	+ 0,19
Hauteville.....	6,60	9,84	5,70		13,91	14,0	— 0,09
La Bouloye Banc Franc.....	2,86	6,15	1,61		2,39	2,5	— 0,11
Larrys dur Moucheté.....	6,02	9,29	5,21		12,29	12,5	— 0,21
Larrys Moucheté.....	5,45	8,86	4,42		10,50	10,5	0
Larrys sous-Moucheté.....	4,91	8,63	4,26		9,57	9,5	+ 0,07
Magny roche.....	4,88	8,04	3,38		8,07	8,0	+ 0,07
Malvaux.....	3,54	7,84	2,30		5,45	5,5	— 0,05
Massangis roche jaune.....	5,68	8,82	5,34		11,61	11,5	+ 0,11
Massangis Liais jaune.....	5,14	8,54	3,72		9,17	9,0	+ 0,17
Migné.....	3,32	7,39	2,10		4,58	4,5	+ 0,08
Noyant Banc Franc.....	2,67	6,22	1,46		2,12	2,0	+ 0,12
Ravières.....	4,12	8,24	2,62		6,75	7,0	— 0,25
Savonnières 1/2 Fine.....	3,31	6,31	1,67		3,06	3,0	+ 0,06
Saint Leu Banc Franc.....	2,55	6,17	1,45		1,94	2,0	— 0,06
Saint Même.....	2,85	7,06	1,91		3,59	3,5	+ 0,09
Sireuil dit ferme.....	2,64	6,62	1,55		2,39	2,5	— 0,11
Tercé construction.....	3,67	7,60	2,34		5,38	5,5	— 0,12
Verger non marbré.....	4,98	8,64	4,18		9,57	9,5	+ 0,07
Vilhonneur roche.....	5,12	8,81	3,62		9,27	9,5	— 0,23
Villebois.....	6,07	9,74	5,45		13,03	13,0	+ 0,03

(Écart N critère et N formule)

(N_c) et le numéro de classement par la formule (N/f) à 3,66; ce qui revient à nous obtenons exactement le numéro de classement arrondi à la demi-unité la plus proche.

Abaque (fig. 17)

faciliter la détermination du numéro de classement, nous avons établi un abaque, permettant de partir des trois critères : de propagation du son, de densité apparente et largeur de rayure, d'obtenir ce classement.

Mode d'utilisation de l'abaque

Données connues

Vitesse de propagation du son. Ligne 1
Densité. Ligne 3
Largeur de la rayure. Ligne 5

Opérations

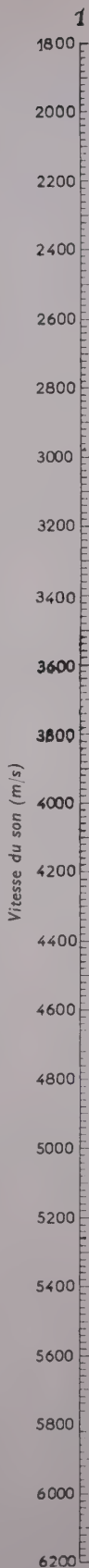
1. Porter la vitesse du son sur la ligne 1.
2. Porter la densité sur la ligne 3.
3. Relier ces deux points par une droite. Cette droite coupe la verticale n° 2 en un point A.
4. Porter la valeur de la rayure sur la ligne 5.
5. Relier le point A à cette valeur. La droite ainsi obtenue coupe la ligne n° 4 en un point N qui est le numéro de classement cherché.

Exemple ci-dessus.

Vitesse du son : 5 260 m/s.
Densité : 2,594 kg/dm³.
Largeur de la rayure : 0,575 mm.

Calcul :

$$3,66 D + \frac{3,39}{R} - 8,23 = N.$$



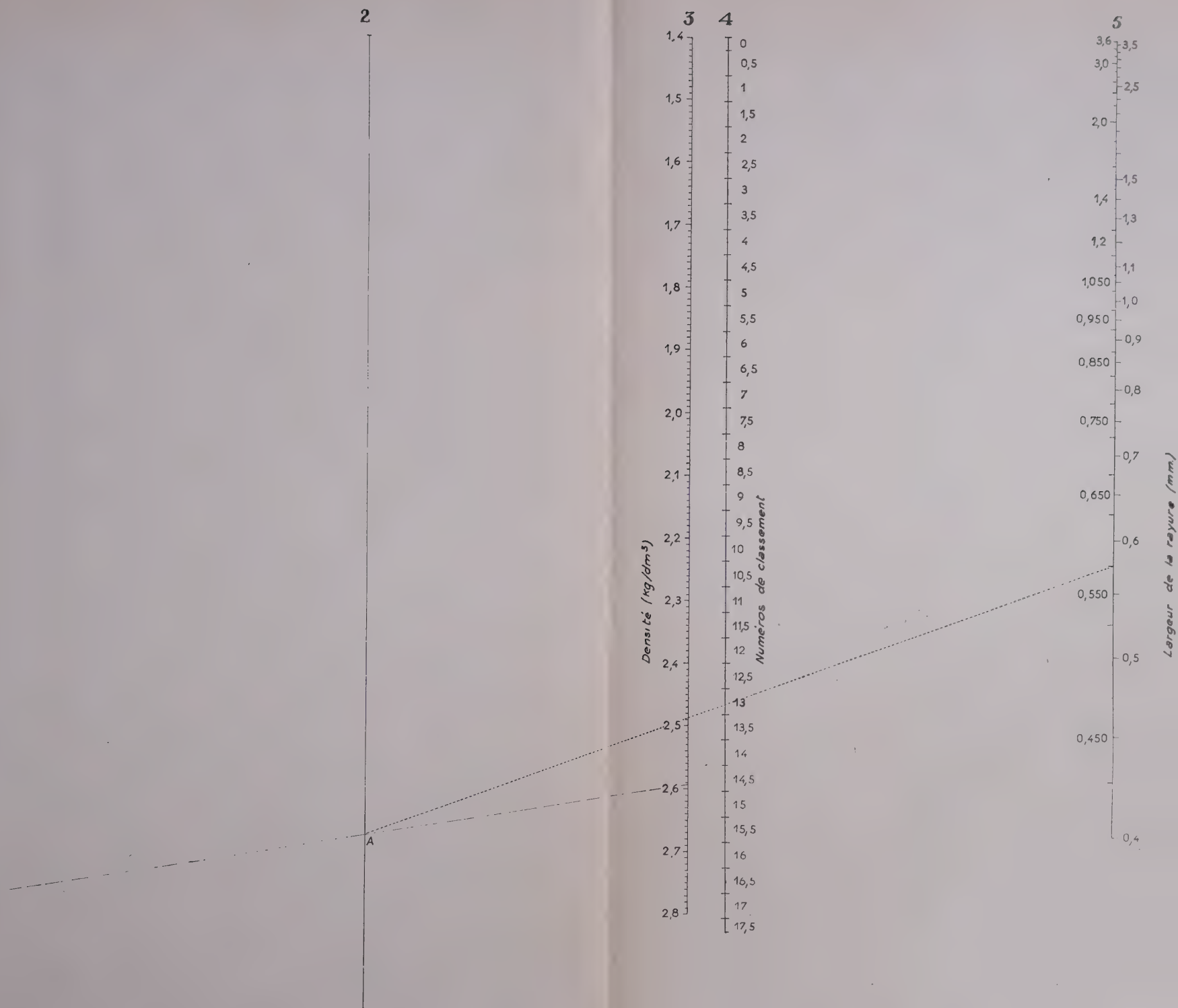


FIG. 17. — Abaque pour la détermination du numéro de classement d'après les critères.

4.3 APPLICATION DE LA FORMULE A TOUS LES ÉCHANTILLONS ESSAYÉS

D'après les valeurs de chaque échantillon des 31 natures de pierres essayées, il a été calculé le numéro de classement propre de chaque échantillon.

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau n° 5. Pour chaque nature de pierre, nous avons déterminé le numéro de classement moyen. Nous avons cherché quel était le nombre qu'il fallait ajouter ou retrancher, au numéro de classement moyen d'une nature de pierre, pour que tous les échantillons essayés de cette même nature soient englobés entre ces limites. Ceci nous a permis de remarquer qu'il y avait une certaine hétérogénéité dans la fourniture des échantillons d'une même nature.

4.4 HÉTÉROGÉNÉITÉ DES ÉCHANTILLONS D'UNE MÊME NATURE

Pour un même nom de roche, suivant la carrière d'extraction ou le banc, suivant la hauteur du prélèvement, etc... on observe des variations de qualités importantes. L'étendue de ces variations est plus ou moins grande suivant les natures de roche.

Dans le tableau n° 5 nous avons chiffré ces écarts par rapport à la moyenne et indiqué progressivement le nombre d'échantillons considérés (calculés en % pour permettre une comparaison entre les natures n'ayant pas le même nombre d'échantillons).

Les écarts varient de $\pm 0,5$ à $\pm 2,25$. Pour les natures très homogènes (Euvillerroche, Saint Mème) l'écart de $\pm 0,5$ suffit pour englober 100 % des échantillons. Par contre,

Tableau 5
VALEURS DU NUMÉRO DE CLASSEMENT

NUMÉRO DES ÉCHANTILLONS	ANSTRUPES roche jaune	BILLY Banc Royal	BROUZET fin	BUXY	CHAMESSON roche	CHAUVIENY roche	CHOMERAC	COMBLAN- CHEN	ETROCHÉY jaune	EUVILLE roche	GARCHY	HAUTEVILLE	LA BOULOYE Banc Franc	LARRY'S dur marchette
1	7,68	1,07	7,99	12,00	8,12	6,19	13,78	12,66	11,92	6,30	5,87	13,65	2,08	11,87
2	7,84	0,96	6,68	11,76	8,14	6,18	14,24	12,68	11,67	6,86	5,98	13,84	1,57	12,16
3	7,35	1,87	6,82	11,05	8,05	7,25	14,91	12,48	11,79	6,83	6,35	13,87	1,81	12,55
4	7,67	0,19	5,95	11,38	8,48	7,30	13,75	12,80	11,17	6,58	5,91	14,01	1,56	12,41
5	7,72	0,51	6,94	11,35	8,69	7,78	13,71	13,07	11,42	6,63	5,96	13,46	3,23	12,53
6	7,31	1,12	7,15	11,27	8,45	7,92	13,95	12,95	11,05	6,77	5,70	14,41	3,40	13,19
7	7,98		6,52	11,68	8,18	7,55	14,00	12,16	11,73	6,47	5,80	14,75	2,84	
8	7,31		7,40	11,84	8,46	7,51	14,80	12,63	11,53	6,19	5,32	15,07	2,80	
9	8,15		7,69	11,77	7,89	9,11	13,31	12,52	11,49	6,74	5,80	13,89		
10	7,53		8,22	11,50	8,24	6,40	13,77	12,74	11,65	6,37	6,10	13,85		
11	8,16		6,50	11,63	8,31	7,92	13,75	12,30	11,47	6,93	6,00	13,77		
12	7,86		5,78	11,58	8,38	5,79	13,70	12,71	11,61	6,30	5,95	13,04		
13	7,48		7,38	11,80	8,38		13,73		11,44		5,91			
14	7,92		6,55	11,97	8,36		13,70		11,42		6,13			
15	7,77		7,77	11,55	7,72		14,32		12,03		6,08			
16	7,63		6,20	11,78	8,24		13,72		11,21		6,61			
17	7,62		6,46	11,80	8,45		13,78		11,72		6,89			
18	8,16		6,21	11,62	8,35		13,74		11,58		7,21			
19	8,09		6,35	11,46	9,10		14,17		11,33		6,31			
20	8,17		6,30	12,00	8,56		13,68		11,44		6,39			
21	7,91		6,63	11,76	8,28		13,97		11,55		6,97			
22	8,01		6,24	10,78	8,38		13,73		11,81		7,22			
23	7,91		7,19	12,02	8,29		14,05		11,62		6,12			
24	8,00		6,22	11,77	8,35		13,78		11,68		6,26			
25			6,70											
26			6,27											
Numéro de classement moyen (N _c)	8,0	1,0	6,5	11,5	8,5	7,0	14,0	12,5	11,5	6,5	6,0	14,0	2,5	12,5

POURCENTAGE D'ÉCHANTILLONS

Limites du numéro de classement moyen	N _c moyen $\pm 0,25...$	62,5	50	35	42	62,5	8	50	67	71	58	54	50	0	50
	N _c moyen $\pm 0,50...$	83	67	62	92	87,5	17	87,5	92	96	100	75	67	37,5	67
	N _c moyen $\pm 0,75...$	100	67	77	100	96	42	92	100	100		87,5	83	62,5	100
	N _c moyen $\pm 1,00...$		100	85		100	83	100				96	92	100	
	N _c moyen $\pm 1,25...$			92			92					100	100		
	N _c moyen $\pm 1,50...$			96			92								
	N _c moyen $\pm 1,75...$			100			92								
	N _c moyen $\pm 2,00...$						92								
	N _c moyen $\pm 2,25...$						100								

il faut $\pm 2,25$ pour considérer toutes les pierres de Chauvigny roche.

En résumé, pour englober tous les échantillons d'une même nature il faut :

(N_e = Numéro de classement d'après les critères).
Sur deux natures de pierres N_e $\pm 0,5$.

Euville roche, Saint Mème.

Sur huit natures de pierres N_e $\pm 0,75$.

Anstrudes roche jaune, Buxy, Comblanchien, Etrochey jaune, Larrys dur moucheté, Noyant Banc Franc, Sireuil dit ferme, Tercé construction.

Sur neuf natures de pierres N_e $\pm 1,00$.
Billy Banc royal, Chamesson roche, Chomerac, La Bouloye Banc Franc, Massangis liais jaune, Savonnières demi-fine, Saint-Leu Banc franc, Vilhonneur roche, Villebois.

Sur six natures de pierres N_e $\pm 1,25$.
Garchy, Hauteville, Larrys moucheté, Malvaux, Ravières, Verger non marbré.
Sur une nature de pierre N_e $\pm 1,50$.
Migné.
Sur deux natures de pierre N_e $\pm 1,75$.
Brouzet fin, Magny roche.
Sur deux natures de pierre N_e $\pm 2,00$.
Larrys sous-moucheté, Massangis roche jaune.
Sur une nature de pierre N_e $\pm 2,25$.
Chauvigny roche.

En moyenne, l'écart est d'environ $\pm 1,25$. Il est donc illusoire de chercher à se rapprocher d'un numéro de classement donné avec une précision plus grande, l'hétérogénéité de chaque nature ne le permettant pas.

5
ENT POUR CHAQUE ÉCHANTILLON

LARRYS moucheté	LARRYS sous moucheté	MAGNY roche	MALVAUX	MASSANGIS roche jaune	MASSANGIS liais jaune	MIGNÉ	NOYANT Banc Franc	RAVIÈRES	SAVONNIÈRES 1/2 fine	SAINT-LEU Banc Franc	SAINT-MÈME	SIREUIL dit ferme	TERCÉ const.	VERGER non marbré	VILHONNEUR roche	VILLEBOIS
10,39	7,99	9,70	6,18	11,08	8,86	5,80	2,23	5,99	3,79	2,08	3,62	2,79	5,45	9,69	9,99	12,75
11,70	7,79	6,92	5,84	10,74	9,19	5,78	1,76	6,07	3,03	1,78	3,51	2,63	5,17	10,25	9,47	13,44
10,50	7,85	7,72	5,26	12,77	9,04	5,84	2,11	6,41	2,72	1,70	3,88	2,71	5,16	10,65	9,65	13,07
10,18	11,07	6,78	5,70	11,20	9,52	5,50	1,82	5,99	3,19	1,79	3,57	2,75	5,31	10,14	9,73	13,14
10,22	11,18	7,67	5,20	10,55	9,55	5,51	1,85	7,41	2,76	1,58	3,57	2,03	5,53	9,48	9,14	13,37
10,22	11,45	8,27	5,10	10,93	8,97	5,81	2,03	6,02	2,85	1,80	3,77	2,19	4,83	10,11	9,39	12,39
	10,71	6,81	5,40	11,79	8,95	3,64	2,54	7,22	2,11	1,97	3,24	2,03	4,94	9,93	9,26	13,18
	10,71	8,36	5,47	11,64	8,96	3,42	2,42	7,07	3,37	2,86	3,65	3,18	5,84	10,02	9,31	13,33
	11,27	8,20	5,74	11,52	9,00	détruit	2,33	8,23	3,68	2,95	3,69	2,83	6,09	9,85	8,52	12,52
	8,51	8,81	5,36	13,48	9,17	3,31	2,10	6,52	3,53	2,95	3,65	2,55	5,10	9,68	9,30	13,09
	8,97	8,22	6,62	11,93	9,23	4,03	2,11	7,82	3,02	2,36	3,76	2,52	5,53	9,74	9,32	12,80
	9,11	8,55	5,47	12,57	9,77	3,83	2,14	8,18	2,78	2,58	3,88	2,73	5,69	10,42	8,91	13,43
		7,92	5,84				2,04			1,92	3,47			8,84		13,23
		8,57	5,92				2,01			1,95	3,49			10,58		12,17
		6,79	5,36				2,27			1,78	3,38			8,49		13,25
		8,76	5,68				2,43			1,89	3,72			10,32		13,10
		8,41	5,05				2,10			1,71	3,47			8,49		13,26
		8,73	5,48				2,10			2,27	3,55			9,86		12,49
		7,70	4,82							1,05	3,70			8,95		13,24
		7,13	4,67							1,61	3,17			9,06		13,29
		8,84	5,47							1,98	3,40			9,01		13,12
		9,36	5,09							1,40	3,61			9,16		12,95
		8,57	5,14							1,92	3,51			8,97		12,93
		8,24	5,57							1,74	3,79			8,51		13,45
10,5	9,5	8,0	5,5	11,5	9,0	4,5	2,0	7,0	3,0	2,0	3,5	2,5	5,5	9,5	9,5	13,0

ENGLOBÉS DANS CES LIMITES

33	0	17	50	17	75	0	72	17	50	46	71	50	42	17	67	46
83	8	42	83	50	75	9	94	33	67	75	100	92	75	42	83	87,5
83	17	58	92	58	92	18	100	42	83	83		100	100	71	92	96
83	25	75	96	75	100	36		67	100	100				83	100	100
100	42	92	100	83		63		100						100		
	42	96		92		100										
	83	100		92												
	100			100												

Par exemple, il serait inexact de donner à la pierre de Garchy un numéro de classement de 6; en réalité celui-ci varie de 4,75 à 7,25. Ceci nous amène à conclure qu'il est impossible de différencier par leurs qualités certaines natures de roches d'appellations différentes. Nous avons porté sur un graphique (fig. 18) les numéros de classement d'après les critères (N_c) plus ou moins leur dispersion et l'on voit très bien que certaines natures se confondent.

Pour vérifier que cette dispersion n'est pas due aux méthodes d'essais, il suffit de se rapporter au chapitre 2.5, sur les erreurs de mesures, où il est dit que la vitesse de propagation du son est précise à 0,5 %, la densité apparente à 1 % et la largeur de la rayure à 7,5 %.

Si l'on applique la formule à ces écarts, on a :

Vx pour une vitesse du son moyenne de $4000 \text{ m/s} = 0,02$,
 Dy pour une densité apparente moyenne de $2,30 = 0,08$,
 z/R pour une largeur de rayure moyenne de $1,20 = 0,30$,
 soit une erreur maximum de 0,40. Ce qui, bien entendu,

admettrait une erreur maximum sur tous les critères et toujours dans le même sens, ce qui est peu probable.

Il est d'ailleurs à remarquer que certaines natures de pierre se scindent en deux ou plusieurs groupes distincts. Par exemple, les pierres de Chauvigny roche, qui ne forment pas à proprement parler des groupes distincts, mais sont, malgré tout, très différentes les unes des autres, ou les pierres de Larrys sous-moucheté dans lesquelles on distingue trois groupes : les pierres 1, 2, 3 dans le premier groupe, les pierres 10, 11, 12 dans le second et dans le troisième groupe les pierres 4, 5, 6, 7, 8 et 9 qui viennent se confondre à tous points de vue avec les pierres Larrys moucheté, ou encore les pierres de Migné qui sont très nettement divisées en deux groupes.

Il est évident que pour ces natures de pierres, le numéro de classement moyen ne correspond pas réellement aux valeurs intrinsèques de chaque échantillon; c'est de là que provient l'hétérogénéité d'une nature de pierre. Il aurait fallu pouvoir scinder ces natures selon leur valeur, ce qui aurait représenté un travail considérable au point de vue commercial.

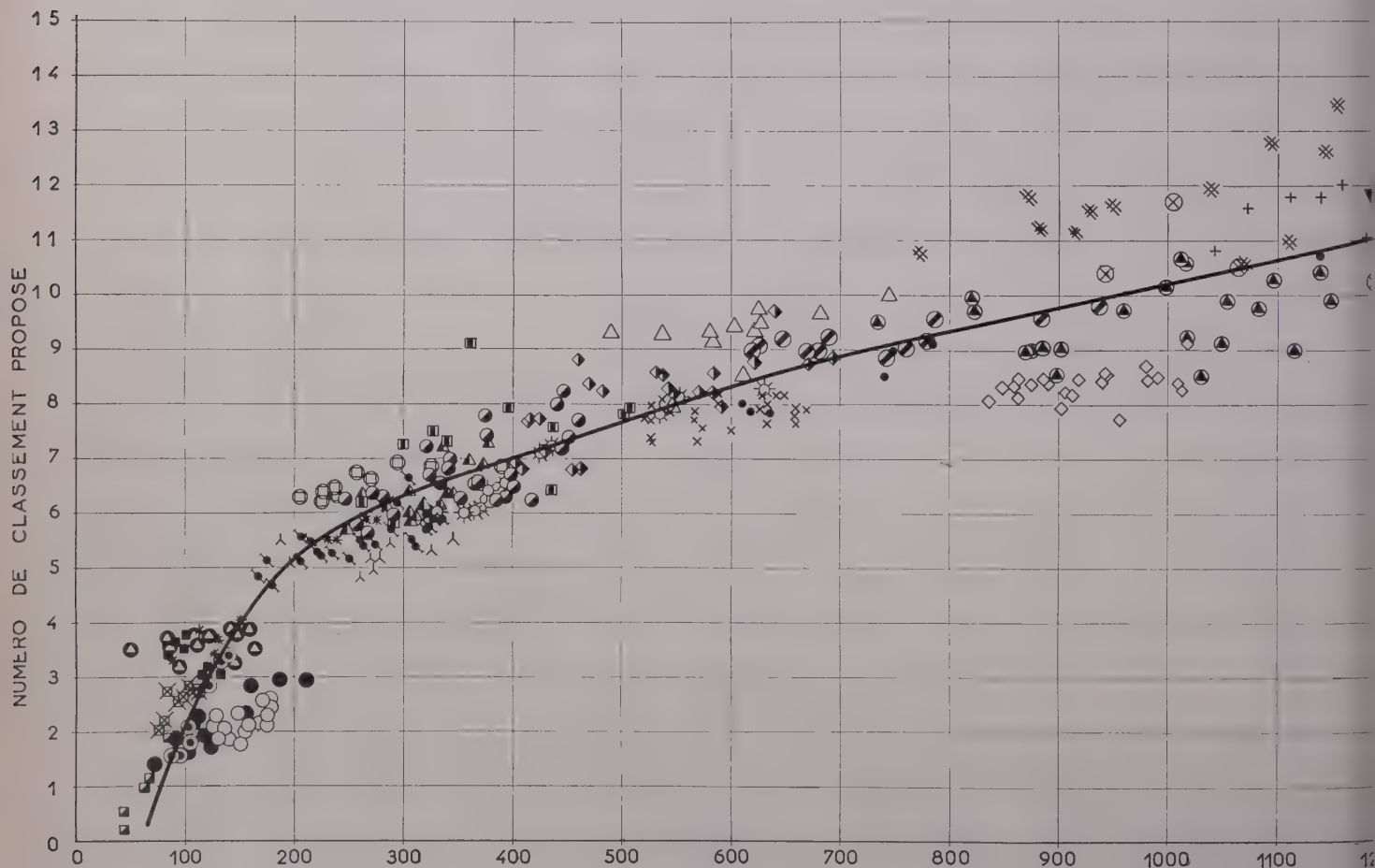


FIG. 19. — Numéro de classement d'après les critères en f

4.5 RELATION ENTRE LE NUMÉRO DE CLASSEMENT PROPOSÉ (N_c) ET LA RÉSISTANCE DE RUPTURE EN COMPRESSION

Puisque nous possédons dans le tableau n° 5 le numéro de classement de chaque échantillon, nous avons voulu savoir s'il y avait une corrélation entre le numéro de classement proposé et la résistance de rupture en compression. Comme pour les relations densité apparente-vitesse de propagation du son, largeur de la rayure-vitesse de propagation du son, etc... nous avons calculé quel était le coefficient de corrélation, nous avons obtenu un coefficient $c = 0,931$ (corrélation très forte) ce qui est hautement significatif. Nous avons donc tracé le graphique des variations du numéro de classement proposé en fonction de la résistance de rupture en compression où tous les échantillons sont représentés (fig. 19).

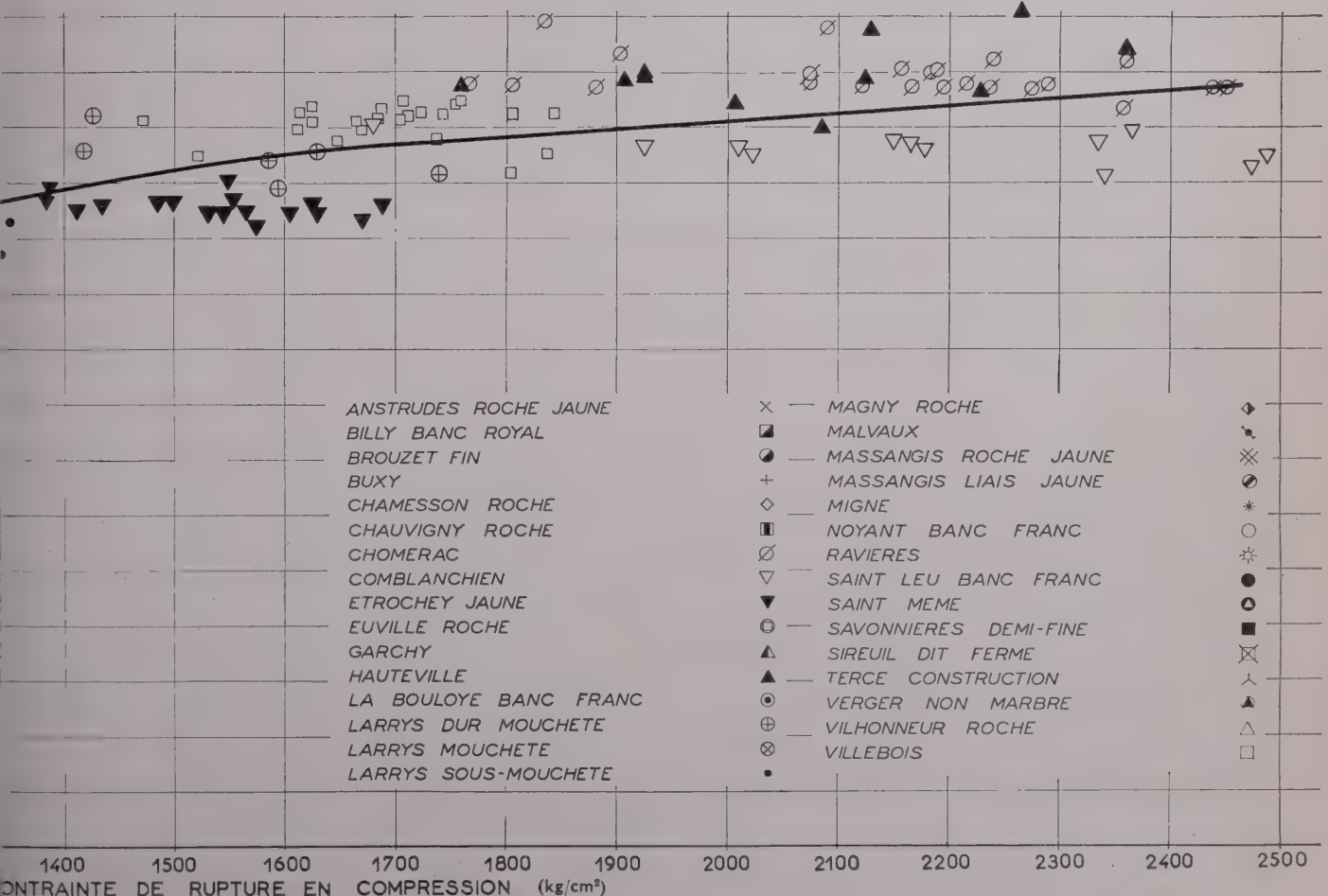
En étudiant un groupe de points d'une même nature de pierre, on remarque que lorsque la résistance de rupture

en compression varie, le numéro de classement varie également dans le même sens. Cependant, il arrive pour quelques natures de pierre que, pour une variation faible du numéro de classement, on observe une grande variation de la résistance de rupture en compression; ceci est dû à la *dispersion de l'essai*, mais ne correspond certainement pas à une variation de l'échantillonnage.

Prenons pour exemple :

Comblanchien : le numéro de classement varie de 12 à 13 ;
la résistance en compression varie de
1680 à 2487 kg/cm².

Etrochey jaune : le numéro de classement varie de 11 à 12;
la résistance en compression varie de
1190 à 1687 kg/cm².



ce de rupture en compression.

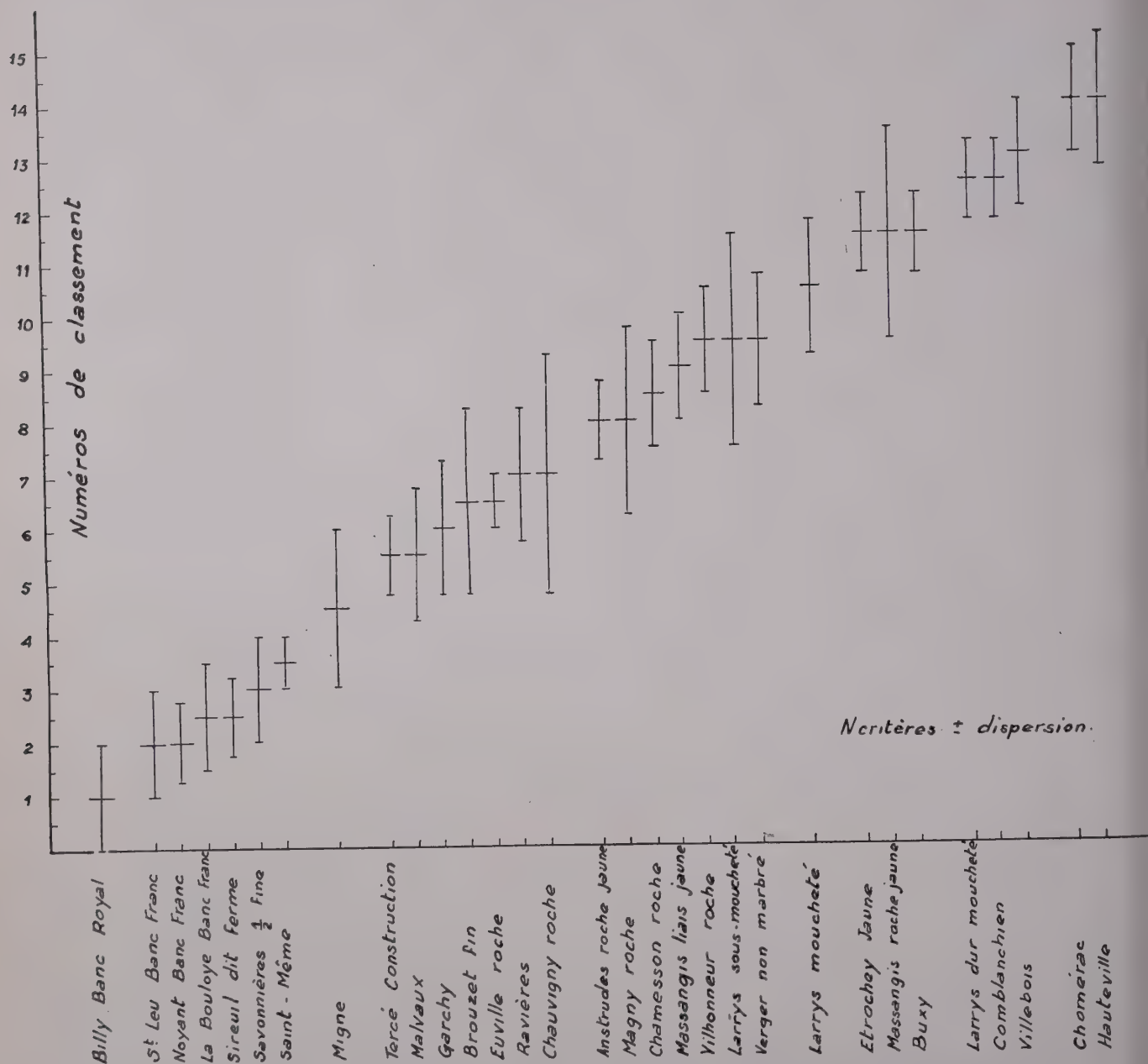


FIG. 18. — Numéros de classement d'après les critères pour chaque nature de pierre plus ou moins leur dispersion.

CINQUIÈME PARTIE

ESSAIS COMPLÉMENTAIRES

Pour arriver à cette méthode de classification, au cours des essais concernant les trois critères (vitesse du son, densité apparente, largeur de la rayure) et la résistance de rupture en compression, nous avons remarqué quelques particularités relatives aux essais sur pierres calcaires que nous avons cru intéressant de souligner.

5.1 POIDS SPÉCIFIQUE

Connaissant le poids sec après dessiccation et le volume absolu des échantillons (volume absolu = poids sec — poids dans l'eau) il est aisé de connaître le poids spécifique P_s . En effet :

$$P_s = \frac{\text{Poids sec}}{\text{Volume absolu}};$$

nous avons donc déterminé le poids spécifique pour tous les échantillons. Celui-ci varie de 2,680 à 2,720 et l'on peut considérer en moyenne qu'il est très proche de 2,700.

5.2 POROSITÉ

Nous avons également calculé la porosité en pour cent, qui est le rapport $\frac{\text{Volume des vides} \times 100}{\text{Volume total de l'éprouvette}}$.

Ceci est la *porosité vraie*, qu'il ne faut pas confondre avec le coefficient d'imbibition, en poids, qui est

$$\frac{\text{Poids d'eau imbibée}}{\text{Poids total de l'éprouvette}}.$$

Nous avons résumé dans le tableau n° 6 les porosités moyennes de chaque nature de pierre, les minima et les maxima.

D'une façon générale, la porosité est liée à la densité apparente.

La formule théorique est :

$$\text{Porosité en \%} = 100 - \frac{\text{Densité} \times 100}{2,7}.$$

5.3 INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU SUR LA VITESSE DU SON ET SUR LA RÉSISTANCE DE RUPTURE EN COMPRESSION

Des essais comparatifs pour déterminer l'influence de la teneur en eau ont été effectués sur douze échantillons de pierre La Bouloye Banc Franc entre les vitesses de propagation du son et les résistances de rupture en compression sur pierres sèches et sur pierres saturées.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau n° 7.

Nous avons déterminé la densité apparente selon la méthode hydrostatique sur les pierres sèches et sur les mêmes pierres saturées d'eau.

5.31 — Vitesse du son

Les douze échantillons ont été placés dans une étuve jusqu'à dessiccation complète, c'est-à-dire que chaque pierre a été amenée à poids constant. Ensuite, selon la méthode habituelle, nous avons procédé aux essais (Deuxième partie, chapitre 2.1).

Pour tenir compte de la dispersion, il a été réalisé cinq mesures dans chacun des deux sens : parallèle au

Tableau N° 6
VALEURS DES POROSITÉS

NOM DES NATURES DE ROCHES	POROSITÉ moyenne en %	MINIMUM	MAXIMUM
Anstrudes roche jaune.....	18,1 %	16,9 %	19,4 %
Billy Banc Royal.....	43,3 %	40,7 %	47,5 %
Brouzet fin.....	18,1 %	15,1 %	20,7 %
Buxy.....	1,2 %	0,9 %	1,6 %
Chamesson roche.....	15,7 %	14,7 %	16,8 %
Chauvigny roche.....	18,7 %	14,1 %	21,4 %
Chomérac.....	0,3 %	0,2 %	0,4 %
Comblanchien.....	0,5 %	0,2 %	0,9 %
Étrochey jaune.....	5,4 %	4,2 %	6,7 %
Euville roche.....	14,5 %	12,5 %	17,0 %
Garchy.....	17,6 %	14,0 %	20,3 %
Hauteville.....	0,07 %	0,06 %	0,1 %
La Bouloye Banc Franc....	37,5 %	34,2 %	41,0 %
Larrys dur moucheté.....	4,6 %	2,7 %	6,2 %
Larrys moucheté.....	10,3 %	8,9 %	11,2 %
Larrys sous-moucheté.....	13,3 %	10,2 %	23,0 %
Magny roche.....	19,0 %	16,2 %	22,2 %
Malvaux.....	20,9 %	18,8 %	23,9 %
Massangis roche jaune.....	10,5 %	6,5 %	12,9 %
Massangis Liais jaune.....	13,1 %	11,4 %	14,4 %
Migné.....	25,4 %	22,5 %	29,1 %
Noyant Banc Franc.....	36,9 %	34,4 %	38,3 %
Ravières.....	16,7 %	13,0 %	19,2 %
Savonnières 1/2 fine.....	36,1 %	31,7 %	41,1 %
Saint Leu Banc Franc.....	37,7 %	33,8 %	42,4 %
Saint Même.....	28,7 %	27,6 %	29,7 %
Sireuil dit ferme.....	32,5 %	30,3 %	34,6 %
Tercé construction.....	23,2 %	20,5 %	25,2 %
Vergier non marbré.....	12,5 %	10,4 %	14,3 %
Vilhonneur roche.....	11,0 %	7,7 %	13,2 %
Villebois.....	1,2 %	0,7 %	1,6 %

lit et perpendiculaire au lit. On a tiré la moyenne arithmétique de chaque sens de mesure et ensuite la moyenne obtenue de ces deux sens. C'est ce résultat qui a été pris en compte. Vu les différences très faibles entre les deux séries de mesures, nous avons fait des calculs de probabilité qui nous ont montré que les vitesses sur pierres sèches sont identiques aux vitesses sur pierres saturées, les différences étant dans les limites de la dispersion.

5.32 — Résistance de rupture en compression

D'après les résultats des essais de vitesse du son, nous avons divisé les échantillons en deux groupes de telle façon que chaque groupe contienne des pierres de valeurs sensiblement égales. L'un des groupes étant placé dans l'étuve jusqu'à dessiccation, l'autre remis sous la cloche à vide pour y être saturé d'eau.

Les essais de compression ont été effectués selon la Norme B. 10.001 (Deuxième partie, chapitre 2.4) à la seule différence que six de ces échantillons ont été saturés d'eau. D'après les résultats, le calcul des probabilités nous a montré qu'il y a moins de 0,1 chance sur 100

Tableau N° 7
INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU

N°	DENSITÉ		VITESSES MOYENNES		CONTRAINTES DE RUPTURES par compression sur		POROSITÉ
	pierres sèches	pierres saturées	sur pierres sèches (m/s)	sur pierres saturées (m/s)	pierres saturées (kg/cm²)	pierres sèches (kg/cm²)	
4	1,707	2,070	2 395	2 300	48		36,3 %
2	1,690	2,061	2 410	2 390	50		37,1 %
11	1,726	2,084	2 445	2 365	57		35,7 %
8	1,737	2,093	2 435	2 410	58		35,6 %
5	1,725	2,082	2 415	2 400	59		35,7 %
3	1,738	2,092	2 485	2 465	65		35,5 %
7	1,728	2,087	2 410	2 445		118	35,9 %
1	1,727	2,085	2 450	2 380		123	35,8 %
6	1,724	2,081	2 430	2 355		123	35,9 %
12	1,746	2,098	2 460	2 465		126	35,2 %
9	1,750	2,099	2 460	2 380		134	34,8 %
10	1,760	2,108	2 530	2 510		137	34,8 %
Moyenne	1,729	2,086	2 443	2 405	56	127	35,7 %

pour que les deux groupes soient confondus. Donc les résistances en compression sur pierres saturées sont beaucoup plus faibles que les résistances sur pierres sèches.

5.4 FORMES DE RUPTURE SELON LA RÉ- SISTANCE EN COMPRESSION.

Suivant les natures de pierre essayées on constate des formes de rupture très différentes.

Les pierres tendres se fendent suivant des plans qui passent par les côtés du carré de base et font un angle inférieur à 45 degrés avec la direction de la pression; ces plans détachent des pyramides tronquées sur chacune des faces latérales (fig. 20).

Les pierres très dures, compactes, se rompent en se divisant en prismes dont les génératrices sont parallèles à l'effort de compression (fig. 21). Les prismes latéraux flambent et sont projetés lors de leur rupture. Ensuite, ces prismes ont tendance à devenir plus importants, où la pierre ne se divise qu'en cinq ou six prismes, les arêtes restant malgré tout parallèles à l'effort de compression. Les cassures ont ensuite tendance à se rapprocher de la diagonale.

Formes de ruptures de quelques natures de pierre.

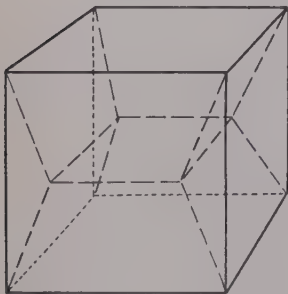


FIG. 20. — Forme de rupture d'une pierre tendre.

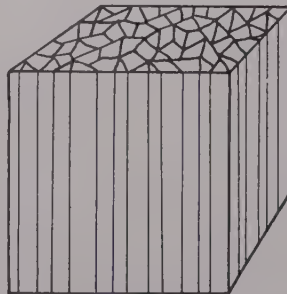


FIG. 21. — Forme de rupture d'une pierre dure.

Nous avons, lors des essais de compression, pris des photographies de certaines natures de pierres. On remarque très bien les différentes formes de rupture (fig. 22 à 31).



FIG. 22. — BILLY BANC ROYAL
Vitesse du son : 2 265 m/s.
Densité apparente = 1,492 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 2,817 mm.
Contrainte de compression = 61 kg/cm².

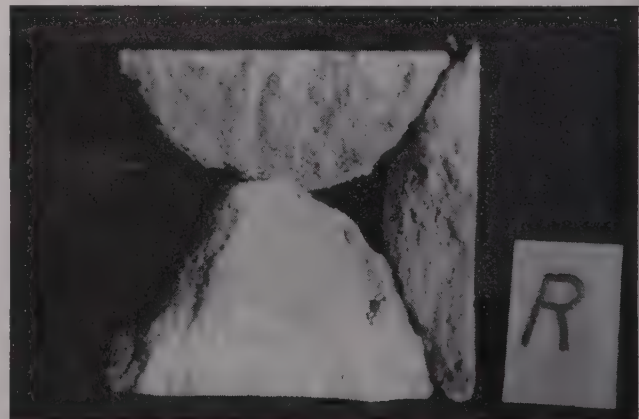


FIG. 23. — SIREUIL dit FERME
Vitesse du son = 2 392 m/s.
Densité apparente = 1,808 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 2,192 mm.
Contrainte de compression = 94 kg/cm².

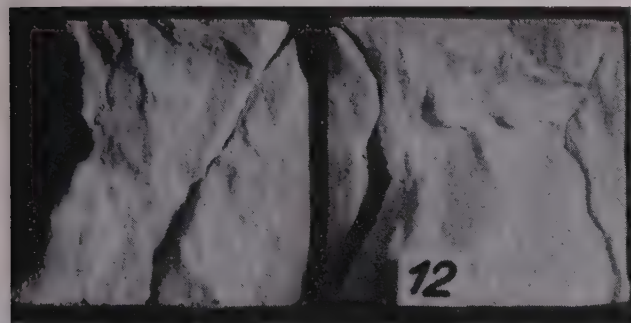


FIG. 24. — MALVAUX

Vitesse du son = 3 204 m/s.
Densité apparente = 2,142 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 1,470 mm.
Contrainte de compression = 257 kg/cm².

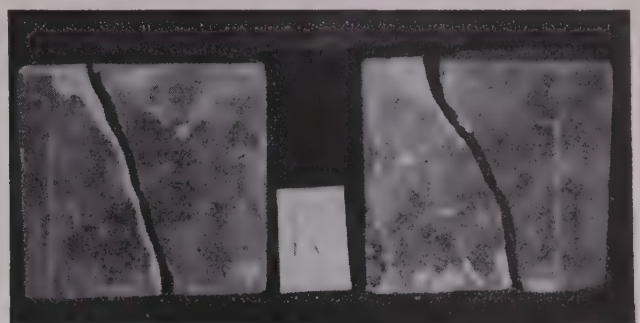


FIG. 25. — RAVIERES

Vitesse du son = 3 720 m/s.
Densité apparente = 2,252 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 1,292 mm.
Contrainte de compression = 427 kg/cm².

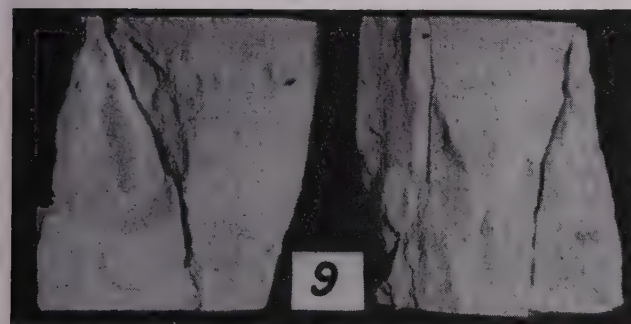


FIG. 26. — CHAMESSON ROCHE

Vitesse du son = 4 249 m/s.
Densité apparente = 2,290 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 0,975 mm.
Contrainte de compression = 922 kg/cm².

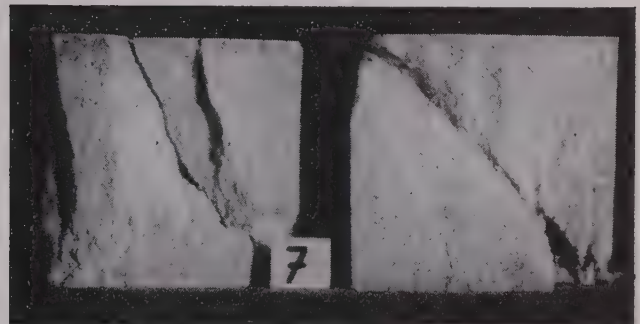


FIG. 27. — MAGNY ROCHE

Vitesse du son = 4 422 m/s.
Densité apparente = 2,197 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 1,001 mm.
Contrainte de compression = 523 kg/cm².

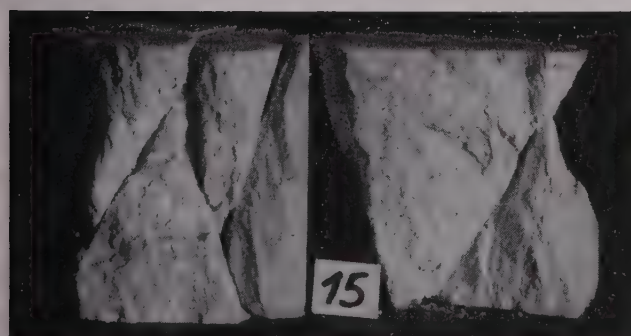


FIG. 28. — BUXY

Vitesse du son = 4 977 m/s.
Densité apparente = 2,643 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 0,720 mm.
Contrainte de compression = 124 kg/cm².

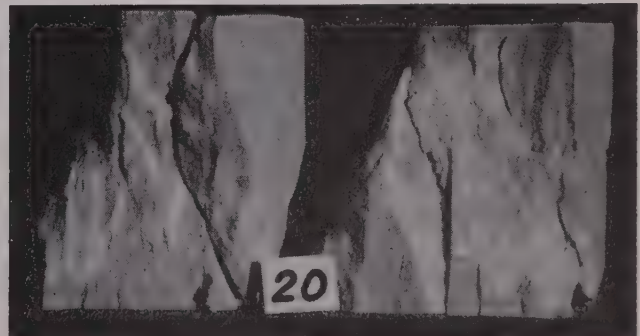


FIG. 29. — VILLEBOIS

Vitesse du son = 5 497 m/s.
Densité apparente = 2,662 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 0,622 mm.
Contrainte de compression = 1 696 kg/cm².

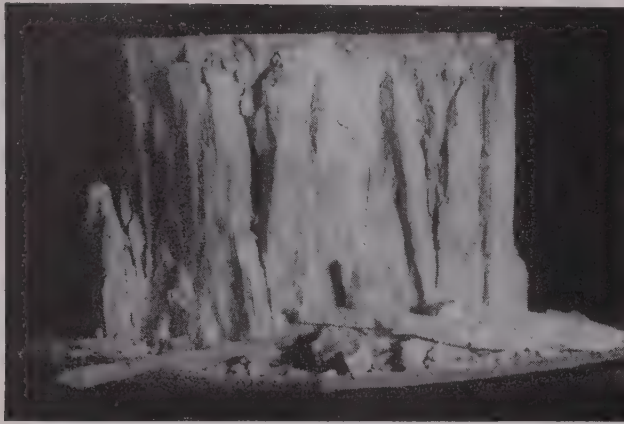


FIG. 30. — CHOMERAC

Vitesse du son = 5 870 m/s.
Densité apparente = 2,688 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 0,583 mm.
Contrainte de compression = 2 163 kg/cm².

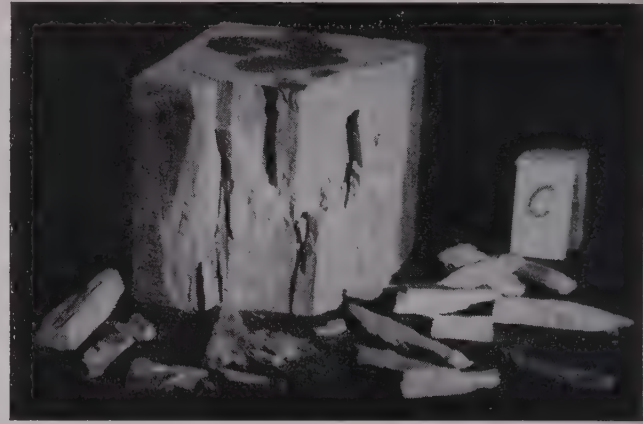


FIG. 31. — COMBLANCHIEN

Vitesse du son = 5 928 m/s.
Densité apparente = 2,665 kg/dm³.
Largeur de la rayure = 0,742 mm.
Contrainte de compression = 2 180 kg/cm².

5,5 CONTROLE DES QUALITÉS DES PIERRES SUR BATIMENTS EN COURS DE CONSTRUCTION

Pour pallier l'inconvénient des essais de laboratoire (difficultés de transport de blocs importants, par exemple) il a été mis au point une méthode de contrôle sur chantiers ou dans la carrière même d'extraction. Ceci permet aux architectes et aux entrepreneurs de vérifier si la qualité du matériau correspond à celle spécifiée dans le cahier des charges.

La méthode sonique permet en effet de détecter toutes les défauts qui peuvent se présenter : fissures internes, hétérogénéité importante, etc... De plus, cette méthode a l'avantage de ne pas présenter de différences sensibles lorsque les matériaux sont mouillés.

La mesure de la dureté superficielle (largeur de la rayure) révèle la qualité externe du matériau.

D'après ces deux critères, il est facile de connaître la densité apparente de la pierre ainsi que sa résistance de rupture en compression probable.

Citons pour exemple les essais effectués sur quatre blocs de pierre. Pour vérification il nous avait été remis des échantillons de chacun de ces blocs.

RÉFÉRENCES	DENSITÉ		COMPRESSION	
	Densité après essai	Densité présumée	Résistance après essai	Résistance présumée
A	2,12	2,13	440	320
B	2,115	2,09	365	370
C	1,90	1,915	157	160
D	1,65	1,645	61	70

Ces essais non destructifs permettent de donner la valeur de la pierre à employer tout en la laissant en bon état.

La précision de ces essais doit satisfaire ceux qui reprochent à l'essai par compression de se baser sur la résistance la plus faible du matériau. La mesure de la vitesse du son permet d'établir une moyenne des résistances en compression.

La rapidité des procédés non destructifs provient notamment de ce qu'il n'est plus nécessaire de tailler des cubes de pierre pour effectuer les mesures et de ce qu'un minimum de préparation suffit pour l'état de surface.

CONCLUSION

De l'ensemble de l'expérimentation qui vient d'être exposée on peut, pensons-nous, dégager les conclusions suivantes :

Les trois critères non destructifs choisis pour caractériser les pierres calcaires sont représentatifs des qualités de base exigées par l'utilisateur pour l'emploi du matériau :

- la vitesse de propagation du son est fonction des qualités élastiques;
- la densité est liée à la porosité et à la compacité;
- la largeur de la rayure dépend de la dureté superficielle.

La formule donnant le numéro de classement est obtenue à partir de la moyenne des trois qualités. Chaque critère considéré isolément permet d'établir un classement. L'ordre de chacun de ces trois classements, étant en général le même, il est raisonnable de tenir compte des trois à la fois pour en dégager un classement moyen. L'application de la formule à partir de ces trois propriétés permet d'obtenir un numéro de classement qui est le reflet des qualités globales.

La comparaison du classement obtenu par la formule basée sur des qualités physiques mesurables avec le classement de difficultés de taille, purement empirique, montre une analogie assez nette.

Le classement établi par difficulté de taille, étant à la base des évaluations de prix, la méthode proposée peut donc être utilisée avec profit pour le même usage.

Ayant ainsi pu obtenir un numéro de classement objectivement, grâce à une méthode de mesures plus précise, il sera possible d'éliminer certains désaccords cependant quasi inévitables en cette matière.

L'avantage de cette méthode de mesure est surtout due aux conditions d'essai relativement simples; de ce fait, les mesures sont peu dispersées, et comme les essais ne sont pas destructifs, elles peuvent être multipliées; on obtient ainsi des valeurs moyennes plus précises.

Les causes de dispersion n'étant pas dues aux conditions d'essais, elles sont imputables à l'hétérogénéité des échantillons.

Les résultats obtenus pour une même carrière sont très influencés par l'échantillonnage. Aussi il semble, quelle que soit la précision de la méthode d'essais, qu'il soit illusoire de donner pour une même nature de roche un numéro de classement immuable, c'est-à-dire défini par sa seule valeur absolue, sans écart possible. En réalité, une nature de roche doit être caractérisée par les limites

inférieure et supérieure du numéro de classement. A la suite des essais que nous avons effectués, compte tenu de l'échantillonnage prélevé pour une nature de pierre, nous pensons que le numéro de classement obtenu doit être affecté d'un écart de 1,25 point, en plus ou en moins ($N \pm 1,25$) de façon à englober dans ces limites au moins 90 % des échantillons de pierre considérés comme appartenant à une même nature.

Nous n'avons pas retenu la résistance à l'écrasement pour caractériser les qualités des pierres, parce que la détermination exacte de cette valeur est délicate. L'appareillage, les conditions d'essais sont difficiles à définir et à respecter. La méthode étant destructive, la répétition des mesures n'est pas possible. Il faut se contenter d'une seule valeur, qui représente la résistance d'un point faible et non la résistance moyenne. Les valeurs obtenues sont très dispersées. Si l'on considère ces variations, nous pensons qu'il n'est pas légitime de retenir cette caractéristique pour établir une classification.

La résistance de rupture en compression n'est pas la seule qualité considérée par le constructeur; cependant il est indéniable que la connaissance d'une valeur de la résistance moyenne est nécessaire pour l'établissement du projet. Nous avons établi une étude statistique qui permet de déduire la résistance probable à partir du numéro de classement. De cette manière, on peut connaître la contrainte limite d'utilisation du matériau avec la même précision que l'essai direct, étant donné la dispersion de cet essai.

Le diagramme résistance en fonction du numéro de classement permet de déceler la valeur de la résistance minima correspondant au numéro de classement trouvé, et il est ainsi possible de choisir le taux de travail admissible, en prenant un coefficient de sécurité plus faible, d'où une économie.

La méthode proposée présente donc un double avantage : le carrier, l'architecte, l'entrepreneur ont, d'une part, la possibilité de connaître le matériau avec plus de précision, d'où le classement est moins litigieux; d'autre part, il est possible d'évaluer la résistance en compression sans avoir l'incertitude de l'échantillonnage, puisque les mesures peuvent être effectuées sur les blocs utilisés en œuvre.

Les mesures des valeurs des trois critères sont réalisables en carrière, sur chantier, en cours de pose et après l'achèvement.

L'appareillage d'essais est conçu spécialement pour l'auscultation des ouvrages.

ANNEXE I

RÉSULTATS OBTENUS SUR LES DIFFÉRENTES NATURES DE PIERRE UTILISÉES

	Pages.		Pages
Anstrudes (roche jaune).....	506	Larrys moucheté.....	514
Billy Banc Royal.....	507	Larrys dur moucheté.....	515
Brouzet fin.....	507	La Bouloye Banc Franc.....	515
Buxy.....	508	Hauteville.....	516
Chamesson Roche.....	508	Migné.....	516
Chauvigny Roche.....	509	Noyant Banc Franc.....	517
Chomérac.....	509	Ravières.....	517
Comblanchien.....	510	Savonnières demi-fine.....	518
Étrochey jaune.....	510	Saint-Leu Banc Franc.....	518
Euville roche.....	511	Saint-Même.....	519
Garchy.....	511	Sireuil dit ferme.....	519
Massangis liais jaune.....	512	Tercé construction.....	520
Malvaux.....	512	Verger non marbré.....	520
Massangis roche jaune.....	513	Vilhonneur roche.....	521
Magny roche.....	513	Villebois.....	521
Larrys sous-moucheté.....	514		

ANSTRUDES ROCHE JAUNE

N°	VITESSE du son moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
5	4087	3	2,184	6	1,175	5	520
23	4136	6	2,193	8	1,175	1	525
3	4149	8	2,195	10	1,150	7	525
17	4153	17	2,196	1	1,125	3	526
13	4172	5	2,201	3	1,125	6	526
6	4191	13	2,210	13	1,125	19	534
8	4192	7	2,211	16	1,125	2	542
15	4255	12	2,212	4	1,100	12	565
4	4265	23	2,212	2	1,075	4	566
10	4270	10	2,213	12	1,075	10	572
7	4287	1	2,216	15	1,075	8	579
16	4288	4	2,217	21	1,075	20	587
14	4302	16	2,219	9	1,050	22	588
24	4325	20	2,220	14	1,050	13	598
2	4329	2	2,225	17	1,050	23	625
1	4337	15	2,226	22	1,050	11	627
21	4351	24	2,227	19	1,025	16	632
11	4354	14	2,232	24	1,025	24	633
18	4356	19	2,232	5	1,000	9	640
20	4356	22	2,233	7	1,000	18	648
19	4380	18	2,237	11	1,000	14	658
12	4383	21	2,238	18	1,000	17	665
22	4386	11	2,239	20	0,975	15	666
9	4458	9	2,249	23	0,975	21	668
Moy.	4282		2,218		1,066		592
Méd.	4295		2,218		1,065		587,5
ema.	78,92		0,013		1,050		45,29
emr.	1,84 %		0,59 %		4,69 %		7,65 %

BILLY BANC ROYAL

N°	VITESSE du son moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
4	1961	4	1,415	5	3,425	5	42
5	2185	5	1,459	4	3,125	4	44
2	2210	1	1,490	1	2,825	2	61
6	2334	6	1,497	2	2,700	6	66
1	2400	2	1,503	6	2,625	1	68
3	2498	3	1,585	3	2,200	3	83
Moy.	2265		1,492		2,817		61
Méd.	2272		1,4935		2,7625		63,5
ema.	157,67		0,037		0,308		11,67
emr.	6,96 %		2,48 %		10,93 %		19,13 %

BROUZET FIN

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
12	3027	12	2,146	12	1,200	24	240
4	3048	26	2,163	4	1,175	12	255
22	3070	4	2,170	26	1,150	19	269
18	3072	24	2,174	16	1,125	20	279
16	3089	19	2,181	18	1,125	4	291
24	3090	20	2,182	22	1,125	23	319
14	3113	16	2,190	20	1,100	2	323
19	3127	5	2,193	24	1,100	7	333
20	3133	7	2,196	7	1,075	3	338
17	3144	6	2,197	11	1,075	5	344
21	3172	18	2,197	17	1,075	22	349
11	3210	2	2,198	19	1,075	11	363
7	3226	11	2,198	2	1,050	21	364
25	3282	21	2,200	3	1,050	14	367
26	3292	3	2,204	14	1,050	15	373
2	3295	22	2,205	25	1,050	8	375
3	3394	17	2,207	5	1,025	18	385
5	3469	25	2,207	6	1,025	26	392
23	3470	14	2,215	21	1,025	25	398
13	3524	23	2,240	8	1,000	17	400
8	3573	15	2,266	13	1,000	16	417
6	3653	8	2,268	23	1,000	1	441
9	3692	13	2,277	9	0,975	10	444
15	3839	1	2,280	15	0,975	6	445
1	3901	9	2,287	1	0,950	13	451
10	3905	10	2,289	10	0,900	9	461
Moy.	3339		2,213		1,057		362
Méd.	3254		2,199		1,050		363,5
ema.	233,23		0,0325		0,0554		49,59
emr.	6,99 %		1,47 %		5,24 %		13,7 %

BUXY

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
22	4633	7	2,631	3	0,800	22	1042
10	4758	5	2,633	22	0,800	15	1072
12	4809	8	2,634	6	0,775	24	1113
11	4880	9	2,634	5	0,750	21	1140
15	4888	10	2,634	18	0,750	1	1161
3	4905	11	2,634	19	0,750	16	1189
8	4905	3	2,635	13	0,725	11	1192
5	4910	6	2,636	15	0,725	10	1195
7	4932	2	2,637	16	0,725	18	1196
4	4940	4	2,637	17	0,725	6	1197
21	4950	1	2,639	24	0,725	19	1218
19	4955	12	2,639	2	0,700	20	1220
6	4963	22	2,641	4	0,700	3	1224
2	4984	18	2,649	7	0,700	4	1228
9	4996	21	2,649	9	0,700	17	1240
1	5027	13	2,650	10	0,700	5	1247
24	5092	14	2,650	11	0,700	23	1247
16	5109	16	2,650	12	0,700	2	1249
18	5112	17	2,650	14	0,700	14	1252
14	5127	19	2,650	20	0,700	9	1253
17	5130	23	2,652	21	0,700	8	1276
13	5131	24	2,652	23	0,700	12	1285
20	5134	15	2,653	1	0,675	7	1289
23	5167	20	2,655	8	0,675	13	1336
Moy.	4977		2,643		0,720		1211
Méd.	4959		2,640		0,700		1222
ema.	105,6		0,0085		0,027		50,96
emr.	2,12 %		0,32 %		3,75 %		4,2 %

CHAMESSON ROCHE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
1	3 931	2	2,259	9	1,100	3	836
15	3 987	11	2,261	15	1,075	21	847
7	4 008	21	2,262	14	1,025	11	858
3	4 013	18	2,270	2	1,000	1	862
13	4 054	24	2,274	3	1,000	17	862
10	4 126	5	2,278	12	1,000	24	875
9	4 171	4	2,280	16	1,000	6	884
8	4 200	10	2,281	17	1,000	14	887
23	4 202	22	2,285	22	1,000	18	890
16	4 209	12	2,287	24	1,000	9	903
11	4 256	6	2,288	6	0,975	16	907
2	4 265	19	2,288	18	0,975	7	908
21	4 310	20	2,292	21	0,975	2	912
4	4 345	15	2,294	23	0,975	8	917
18	4 350	17	2,295	1	0,950	13	939
5	4 362	14	2,299	4	0,950	20	943
20	4 373	23	2,299	7	0,950	23	944
6	4 384	7	2,300	8	0,950	15	956
19	4 389	16	2,304	11	0,950	12	979
12	4 395	1	2,305	20	0,950	5	982
22	4 398	9	2,307	10	0,950	4	993
24	4 407	3	2,311	13	0,925	22	1 010
14	4 410	13	2,314	5	0,900	10	1 013
17	4 426	8	2,316	18	0,825	19	1 030
Moy.	4 249		2,290		0,975		922
Méd.	4 288		2,290		0,975		910
ema.	132,21		0,014		0,0396		46,63
emr.	3,11 %		0,61 %		4,06 %		5,06 %

CHAUVIGNY ROCHE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
12	3366	1	2,121	10	1,375	2	260
1	3524	2	2,122	12	1,350	1	262
2	3660	12	2,129	2	1,250	12	289
3	3826	4	2,145	1	1,225	3	299
10	3863	3	2,151	11	1,150	8	326
8	4011	10	2,160	7	1,100	4	338
7	4020	8	2,207	5	1,075	9	359
4	4035	9	2,236	4	1,050	11	395
5	4198	6	2,241	8	1,050	10	434
6	4202	5	2,248	6	1,025	7	436
11	4258	7	2,259	3	1,000	5	500
9	4571	11	2,323	9	0,825	6	506
Moy.	3961		2,195		1,123		367
Méd.	4015		2,1835		1,0875		348,5
ema.	261		0,058		0,123		72,66
emr.	6,6 %		2,6 %		10,9 %		22,8 %

CHOMERAC

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
8	5790	16	2,681	9	0,650	17	1768
20	5798	12	2,682	1	0,600	4	1805
19	5801	11	2,683	4	0,600	3	1835
6	5839	15	2,683	5	0,600	5	1882
5	5843	9	2,684	10	0,600	15	1902
14	5844	13	2,684	11	0,600	6	2076
12	5849	10	2,685	12	0,600	24	2076
2	5855	14	2,686	13	0,600	8	2089
18	5856	19	2,688	14	0,600	18	2122
21	5859	1	2,689	16	0,600	23	2158
22	5863	4	2,689	17	0,600	22	2168
13	5875	6	2,689	18	0,600	21	2183
16	5875	7	2,689	20	0,600	7	2189
4	5881	5	2,690	22	0,600	13	2195
24	5886	21	2,690	24	0,600	10	2215
3	5887	22	2,690	6	0,575	14	2237
7	5890	2	2,691	7	0,575	2	2239
17	5892	23	2,692	21	0,575	20	2276
11	5897	8	2,693	23	0,575	11	2291
9	5898	17	2,693	2	0,550	9	2357
1	5910	20	2,693	15	0,550	19	2360
10	5910	24	2,693	19	0,550	16	2437
23	5925	3	2,694	3	0,500	12	2453
15	5949	18	2,694	8	0,500	1	2590
Moy.	5870		2,6885		0,583		2163
Méd.	5875		2,689		0,600		2186
ema.	30,75		0,0034		0,025		159,67
emr.	0,52 %		0,13 %		4,29 %		7,38 %

COMBLANCHIEN

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
7	5830	9	2,653	7	0,800	5	1680
3	5836	8	2,655	11	0,800	2	1924
4	5837	7	2,656	1	0,750	1	2019
8	5863	5	2,664	2	0,750	9	2034
11	5904	3	2,665	3	0,750	4	2151
9	5904	4	2,665	9	0,750	12	2165
10	5916	1	2,668	12	0,750	8	2177
6	5953	12	2,668	8	0,725	10	2334
1	5985	2	2,669	10	0,725	7	2340
2	5997	6	2,670	4	0,700	6	2364
12	6033	10	2,671	5	0,700	11	2472
5	6077	11	2,672	6	0,700	3	2487
Moy.	5928		2,665		0,742		2180
Méd.	5910		2,6665		0,750		2171
ema.	68		0,005		0,0263		184,33
emr.	1,15 %		0,2 %		3,5 %		8,91 %

ETROCHEY JAUNE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
6	5069	6	2,502	4	0,775	22	1190
19	5121	16	2,522	16	0,750	4	1213
8	5123	18	2,522	6	0,750	6	1215
16	5155	19	2,524	20	0,750	7	1294
5	5169	2	2,525	5	0,725	20	1308
3	5178	14	2,526	9	0,725	3	1318
13	5182	9	2,527	10	0,725	21	1322
4	5193	8	2,530	11	0,725	2	1383
18	5199	21	2,531	12	0,725	1	1387
14	5204	5	2,533	13	0,725	8	1413
11	5206	20	2,533	14	0,725	12	1436
15	5222	13	2,535	19	0,725	10	1484
17	5235	24	2,535	21	0,725	24	1501
24	5242	3	2,537	23	0,725	13	1531
9	5257	7	2,537	1	0,700	11	1545
2	5271	11	2,537	2	0,700	15	1547
7	5291	15	2,539	7	0,700	17	1553
21	5295	4	2,540	8	0,700	9	1564
22	5296	12	2,540	17	0,700	16	1576
23	5319	23	2,545	18	0,700	5	1605
12	5320	10	2,546	22	0,700	23	1624
20	5329	1	2,547	24	0,700	14	1629
10	5337	17	2,550	3	0,675	19	1671
1	5424	22	2,554	15	0,650	18	1687
Moy.	5235		2,534		0,716		1458
Méd.	5228		2,535		0,725		1493
ema.	66,46		0,008		0,020		130,08
emr.	1,27 %		0,32 %		2,79 %		8,92 %

EUVILLE ROCHE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
12	3357	1	2,206	8	1,400	12	204
10	3407	12	2,231	4	1,325	8	224
7	3441	10	2,236	1	1,300	10	226
8	3454	8	2,237	12	1,275	7	238
6	3459	7	2,252	10	1,275	1	242
1	3484	4	2,256	7	1,275	9	258
5	3507	5	2,262	2	1,275	5	269
9	3510	9	2,276	5	1,250	11	295
2	3544	11	2,282	3	1,250	3	324
3	3580	3	2,296	6	1,250	4	328
11	3612	6	2,314	9	1,225	6	346
4	3617	2	2,329	11	1,200	2	390
Moy.	3498		2,265		1,275		279
Méd.	3495		2,259		1,275		263,5
ema.	64,2		0,029		0,033		47,83
emr.	1,84 %		1,3 %		3,4 %		17,3 %

GARCHY

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm²)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
8	3293	8	2,155	8	1,675	6	248
6	3314	6	2,166	5	1,600	24	257
13	3369	1	2,178	4	1,575	8	258
20	3398	7	2,190	10	1,575	23	263
12	3409	2	2,199	1	1,550	19	266
11	3427	9	2,201	9	1,550	2	285
9	3433	5	2,204	7	1,525	15	285
7	3446	23	2,206	2	1,500	7	292
14	3446	4	2,209	12	1,500	4	293
15	3528	3	2,215	13	1,500	20	305
2	3537	11	2,226	15	1,500	1	306
4	3544	13	2,229	11	1,475	10	306
23	3565	15	2,229	6	1,450	12	313
1	3568	24	2,229	23	1,450	14	319
16	3569	12	2,230	14	1,425	5	322
24	3574	14	2,236	19	1,425	13	325
10	3590	19	2,238	24	1,425	9	333
19	3598	10	2,247	3	1,375	18	336
21	3601	20	2,256	16	1,350	16	339
5	3626	17	2,283	20	1,300	3	344
3	3634	16	2,293	17	1,275	11	349
17	3718	21	2,310	18	1,225	21	361
22	3733	18	2,323	21	1,225	17	373
18	3776	22	2,325	22	1,200	22	377
Moy.	3529		2,232		1,444		311
Méd.	3554,5		2,229		1,462		310
ema.	114,71		0,035		0,101		30,29
emr.	3,25 %		1,56 %		6,99 %		9,74 %

MASSANGIS LIAIS JAUNE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
8	4500	3	2,307	7	0,975	8	619
1	4555	8	2,313	6	0,950	3	625
9	4590	1	2,319	10	0,950	2	647
11	4590	9	2,323	1	0,950	7	670
3	4595	2	2,323	9	0,925	6	681
6	4630	11	2,327	8	0,900	11	689
2	4675	6	2,329	5	0,900	1	742
4	4680	7	2,330	2	0,900	9	760
7	4690	4	2,347	3	0,900	4	788
10	4725	10	2,354	11	0,875	10	799
5	4845	12	2,365	12	0,850	5	886
12	4850	5	2,368	4	0,850	12	938
Moy.	4660		2,334		0,910		737
Méd.	4652		2,328		0,900		715
ema.	83,75		0,017		0,033		81,91
emr.	1,78 %		0,73 %		3,61 %		11,11 %

MALVAUX

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
20	3024	20	2,060	20	1,675	19	171
19	3087	19	2,067	6	1,625	17	174
10	3090	17	2,074	19	1,625	6	175
12	3110	6	2,085	17	1,600	20	181
3	3114	23	2,086	22	1,575	24	201
5	3118	22	2,094	23	1,575	22	205
8	3123	8	2,115	5	1,525	8	214
16	3124	15	2,121	7	1,525	3	220
4	3150	5	2,122	3	1,500	5	225
7	3164	3	2,128	15	1,500	18	234
9	3175	10	2,143	21	1,500	23	249
22	3179	18	2,145	24	1,500	21	259
18	3185	21	2,151	10	1,450	15	263
2	3188	24	2,153	12	1,450	7	275
17	3233	7	2,164	18	1,450	9	287
15	3237	14	2,165	13	1,425	1	293
21	3237	12	2,167	14	1,400	11	305
23	3255	4	2,182	16	1,400	12	308
6	3282	9	2,186	4	1,375	10	311
13	3294	2	2,198	9	1,375	14	319
24	3311	11	2,198	2	1,350	16	320
1	3398	16	2,198	8	1,350	4	323
11	3443	1	2,199	1	1,300	13	327
14	3449	13	2,199	11	1,225	2	334
Moy.	3207		2,142		1,470		257
Méd.	3182		2,148		1,475		261
ema.	86,5		0,039		0,091		48,375
emr.	2,70 %		1,82 %		6,19 %		18,8 %

MASSANGIS ROCHE JAUNE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
2	4888	4	2,3375	1	0,750	2	772
4	4948	5	2,352	2	0,725	7	872
5	4981	6	2,354	5	0,725	4	883
6	5011	9	2,357	6	0,675	1	914
8	5065	7	2,358	4	0,625	9	931
9	5163	8	2,358	9	0,625	8	949
1	5165	2	2,431	11	0,625	11	1040
7	5200	11	2,445	7	0,600	5	1069
11	5248	12	2,459	8	0,600	3	1094
3	5335	10	2,461	3	0,600	6	1110
12	5351	1	2,485	12	0,575	12	1145
10	5361	3	2,518	10	0,500	10	1156
Moy.	5143		2,410		0,635		995
Méd.	5164		2,3945		0,625		994,5
ema.	139		0,057		0,055		107,75
emr.	2,7 %		2,4 %		8,7 %		10,8 %

MAGNY ROCHE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
15	4038	4	2,110	7	1,300	2	402
2	4071	15	2,114	4	1,225	4	407
4	4090	20	2,131	2	1,200	5	412
7	4158	2	2,141	15	1,200	19	417
20	4177	7	2,143	20	1,150	3	424
3	4254	19	2,156	3	1,025	20	430
5	4255	5	2,160	5	1,025	15	454
19	4282	3	2,169	13	1,025	10	460
13	4310	6	2,184	19	1,025	7	463
23	4427	8	2,192	9	1,000	8	470
8	4452	9	2,204	11	1,000	11	482
24	4456	11	2,205	6	0,975	14	530
17	4490	13	2,207	24	0,975	12	537
9	4504	24	2,207	12	0,950	6	543
11	4523	14	2,212	17	0,950	9	547
6	4567	17	2,217	8	0,925	24	571
14	4567	12	2,222	10	0,925	17	582
18	4581	16	2,228	14	0,925	23	583
21	4584	23	2,228	18	0,925	13	590
12	4602	10	2,248	16	0,900	16	621
16	4605	18	2,252	21	0,900	22	624
10	4666	21	2,255	23	0,900	1	639
22	4723	22	2,259	22	0,825	18	670
1	4747	1	2,273	1	0,775	21	693
Moy.	4422		2,197		1,001		523
Méd.	4473		2,206		0,975		533
ema.	180,29		0,0387		0,097		77,63
emr.	4,08 %		1,76 %		9,76 %		14,8 %

LARRYS SOUS-MOUCHETÉ

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
11	3927	2	2,2395	2	1,025	1	609
10	3971	3	2,248	3	1,025	3	617
12	4018	1	2,254	1	1,000	2	636
2	4085	10	2,350	10	0,900	10	741
3	4109	11	2,359	11	0,800	11	748
1	4153	12	2,368	12	0,800	12	784
8	4789	7	2,406	7	0,700	8	1140
7	4793	8	2,406	8	0,700	6	1268
6	4845	9	2,416	4	0,675	4	1270
5	4885	5	2,417	9	0,650	5	1300
4	4889	6	2,423	5	0,650	7	1342
9	4939	4	2,427	6	0,625	9	1350
Moy.	4450		2,359		0,796		984
Méd.	4471		2,387		0,750		962
ema.	406		0,058		0,129		294,58
emr.	9,1 %		2,5 %		16,2 %		29,93 %

LARRYS MOUCHETÉ

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
4	4905	4	2,396	5	0,825	1	942
6	4909	6	2,4045	6	0,800	2	1004
1	4910	1	2,414	4	0,800	3	1064
3	4953	5	2,416	1	0,775	6	1192
2	4981	3	2,430	3	0,775	4	1228
5	4982	2	2,462	2	0,625	5	1262
Moy.	4940		2,421		0,767		1115
Méd.	4931,5		2,415		0,7875		1128
ema.	32		0,017		0,047		112
emr.	0,65 %		0,70 %		6,13 %		10,04 %

LARRYS DUR MOUCHETÉ

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
9	5316	8	2,530	7	0,700	11	1421
8	5362	9	2,531	8	0,650	12	1427
7	5423	7	2,534	10	0,650	10	1588
11	5467	11	2,540	11	0,625	7	1596
10	5547	10	2,544	9	0,600	9	1629
12	5597	12	2,5555	12	0,575	8	1741
Moy.	5452		2,539		0,650		1567
Méd.	5445		2,537		0,6375		1592
ema.	70		0,0075		0,033		78,67
emr.	1,28 %		0,30 %		5,08 %		5,02 %

LA BOULOYE BANC FRANC

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
2	2294	4	1,593	4	2,450	4	87
4	2340	2	1,600	2	2,400	2	96
3	2394	3	1,623	3	2,325	1	99
1	2473	1	1,638	1	2,125	3	106
8	2702	7	1,720	7	1,950	8	110
7	2755	8	1,723	8	1,950	7	123
5	2853	5	1,770	5	1,850	5	132
6	2930	6	1,774	6	1,775	6	140
Moy.	2593		1,680		2,103		112
Méd.	2587,5		1,679		2,0375		108
ema.	217,38		0,0667		0,222		15,12
emr.	8,38 %		3,97 %		10,56 %		13,5 %

HAUTEVILLE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
4	5894	11	2,687	12	0,700	11	1760
11	5902	12	2,688	5	0,650	2	1908
2	5948	4	2,688	1	0,625	4	1926
12	5965	5	2,6885	11	0,600	9	1926
10	5965	10	2,6885	10	0,600	5	2008
3	5976	1	2,691	9	0,600	12	2084
1	5985	2	2,691	2	0,600	3	2126
6	5995	3	2,6915	3	0,600	7	2129
9	5996	7	2,692	4	0,575	10	2180
5	6009	8	2,692	6	0,550	1	2228
8	6043	9	2,692	7	0,525	8	2265
7	6050	6	2,693	8	0,500	6	2360
Moy.	5977		2,690		0,594		2075
Méd.	5980		2,691		0,600		2105
ema.	36		0,0019		0,037		136,16
emr.	0,6 %		0,7 %		6,2 %		6,56 %

MIGNE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
10	2510	10	1,921	8	2,075	10	87
8	2690	8	1,927	10	1,950	12	113
7	2710	7	1,946	7	1,925	8	125
11	2835	12	1,951	12	1,925	7	129
12	2865	9	1,972	11	1,825	11	149
5	3260	11	1,987	4	1,350	4	230
4	3265	4	2,081	5	1,350	5	237
2	3405	5	2,086	6	1,350	6	254
1	3495	2	2,088	3	1,350	2	263
6	3500	6	2,095	1	1,325	3	266
3	3515	1	2,096	2	1,300	1	276
9	pierre détruite	3	2,099	9	pierre détruite	9	pierre détruite
Moy.	3004		2,020		1,611		194
Méd.	3260		2,034		1,350		230
ema.	347,81		0,070		0,298		66,27
emr.	11,57		3,5 %		18,49 %		35,67 %

NOYANT BANC FRANC

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
4	2336	5	1,668	2	2,650	3	126
2	2337	14	1,670	4	2,575	1	128
5	2371	2	1,676	3	2,525	5	130
11	2387	18	1,676	6	2,525	6	136
14	2389	4	1,681	5	2,500	4	140
13	2389	13	1,682	13	2,300	9	148
18	2394	10	1,683	1	2,275	2	151
12	2400	11	1,683	14	2,275	13	153
10	2403	17	1,684	7	2,250	14	153
17	2404	12	1,688	8	2,250	18	158
9	2427	15	1,698	9	2,225	10	162
6	2429	6	1,704	10	2,225	11	162
15	2443	1	1,705	17	2,225	12	167
1	2471	16	1,707	11	2,200	7	170
8	2480	3	1,710	12	2,200	15	174
3	2481	9	1,738	18	2,175	17	176
7	2493	8	1,761	16	2,150	8	177
16	2560	7	1,779	15	2,125	16	177
Moy.	2422		1,700		2,314		155
Méd.	2403,5		1,686		2,250		155,5
ema.	45,44		0,0175		0,134		143,9
emr.	1,88 %		1,03 %		5,79 %		5,56 %

RAVIÈRES

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
10	3492	4	2,185	2	1,600	4	330
8	3540	3	2,191	4	1,575	1	354
7	3573	6	2,193	6	1,550	3	364
1	3574	1	2,199	1	1,525	6	364
6	3655	2	2,202	5	1,375	2	370
3	3678	5	2,205	3	1,325	5	375
4	3685	10	2,251	10	1,275	10	392
5	3719	7	2,304	8	1,150	8	426
2	3731	8	2,307	7	1,100	7	435
11	3839	12	2,314	9	1,050	11	535
12	3958	11	2,322	11	1,025	12	550
9	4197	9	2,351	12	0,950	9	630
Moy.	3720		2,252		1,292		427
Méd.	3681		2,228		1,300		383,5
ema.	141		0,056		0,200		65,25
emr.	3,8 %		2,5 %		15,5 %		15,2 %

SAVONNIÈRES DEMI-FINE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
5	2668	7	1,596	7	2,425	8	82
3	2669	2	1,599	11	2,150	9	90
6	2746	4	1,603	5	2,150	10	94
7	2810	12	1,623	6	2,125	12	97
11	2900	3	1,751	3	2,125	1	99
8	3040	5	1,766	12	2,075	5	104
12	3112	6	1,766	9	1,975	7	106
10	3150	10	1,769	8	1,950	3	107
1	3175	11	1,769	1	1,950	11	117
9	3180	8	1,777	2	1,900	4	120
4	3224	9	1,824	10	1,875	6	124
2	3288	1	1,849	4	1,700	2	133
Moy.	2997		1,724		2,033		106
Méd.	3076		1,766		2,025		105
ema.	186		0,0795		0,142		11,75
emr.	6,2 %		4,6 %		7,0 %		11 %

ST-LEU BANC FRANC

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
19	2116	19	1,560	18	2,850	19	66
22	2116	22	1,626	19	2,750	22	73
20	2130	5	1,639	17	2,700	20	87
5	2187	3	1,644	13	2,600	23	87
24	2235	2	1,649	22	2,525	24	89
16	2239	7	1,659	15	2,500	2	93
18	2248	20	1,660	24	2,500	5	98
21	2257	4	1,665	6	2,475	3	100
2	2258	18	1,668	23	2,450	6	100
23	2263	6	1,670	4	2,425	21	105
3	2264	15	1,673	5	2,425	4	108
15	2291	17	1,676	3	2,400	16	109
4	2292	24	1,677	20	2,400	18	110
7	2307	14	1,686	14	2,375	15	113
6	2314	16	1,691	16	2,325	14	114
17	2320	1	1,693	21	2,300	1	116
14	2338	13	1,705	2	2,275	17	124
1	2348	21	1,707	1	2,225	13	126
13	2364	23	1,714	7	2,150	7	140
11	2438	11	1,719	11	2,100	11	156
12	2512	12	1,747	12	2,050	8	159
8	2514	8	1,763	10	1,900	12	177
9	2559	9	1,777	8	1,825	9	187
10	2582	10	1,791	9	1,825	10	212
Moy.	2312		1,686		2,340		119
Méd.	2291,5		1,6765		2,400		109,5
ema.	97,25		0,037		0,210		27,7
emr.	4,21 %		2,19 %		8,97 %		23,28 %

SAINT-MÊME

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
15	2432	14	1,899	20	2,050	14	50
20	2454	5	1,908	7	2,025	18	87
21	2479	4	1,909	21	1,825	23	89
17	2479	15	1,910	10	1,800	19	91
2	2483	18	1,910	8	1,800	21	91
23	2486	13	1,918	5	1,800	20	96
7	2490	1	1,920	24	1,775	13	97
13	2506	21	1,922	23	1,775	15	97
22	2559	20	1,923	22	1,775	17	97
14	2563	17	1,926	17	1,775	22	103
18	2565	7	1,927	13	1,775	24	111
4	2584	11	1,928	9	1,775	5	112
16	2595	2	1,929	15	1,750	16	116
19	2610	8	1,929	14	1,750	4	123
1	2613	10	1,930	12	1,750	1	125
3	2625	19	1,930	11	1,750	10	126
6	2629	23	1,936	2	1,750	11	135
9	2633	9	1,940	1	1,750	9	137
8	2663	16	1,940	18	1,725	8	139
5	2666	22	1,942	4	1,725	3	142
10	2667	6	1,944	19	1,700	7	145
24	2681	24	1,955	16	1,700	6	148
12	2704	3	1,957	6	1,700	12	161
11	2710	12	1,961	3	1,650	2	164
Moy.	2578		1,929		1,777		116
Méd.	2589,5		1,9285		1,7675		114
ema.	72,0		0,012		0,053		23,17
emr.	2,79 %		0,62 %		2,98 %		19,97 %

SIREUIL dit FERME

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
7	2 177	5	1,755	5	2,550	5	76
6	2 210	6	1,789	7	2,500	6	80
5	2 270	10	1,789	6	2,375	12	82
3	2 378	7	1,797	11	2,275	7	90
10	2 396	11	1,799	2	2,175	10	92
2	2 420	12	1,809	10	2,150	11	92
1	2 426	3	1,810	12	2,100	2	95
11	2 426	2	1,812	4	2,100	9	102
4	2 453	9	1,818	9	2,075	1	104
12	2 473	4	1,821	1	2,050	4	104
9	2 518	1	1,8285	3	2,000	3	107
8	2 559	8	1,873	8	1,950	8	108
Moy.	2 392		1,808		2,192		94
Méd.	2 423		1,8095		2,125		93,5
ema.	87		0,019		0,156		9
emr.	3,6 %		1,05 %		7,0 %		9,6 %

TERCE CONSTRUCTION

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
7	2 967	10	2,019	2	1,575	11	187
6	3 017	7	2,041	10	1,550	10	196
3	3 238	11	2,051	6	1,525	6	260
5	3 273	6	2,052	4	1,500	12	269
4	3 285	3	2,055	5	1,500	2	270
2	3 340	2	2,066	3	1,475	7	272
1	3 347	1	2,080	12	1,425	3	278
10	3 400	4	2,091	1	1,425	1	288
11	3 466	12	2,095	7	1,400	4	326
12	3 506	8	2,106	11	1,400	9	330
8	3 535	9	2,112	8	1,375	8	334
9	3 564	5	2,157	9	1,275	5	346
Moy.	3 328		2,077		1,446		280
Méd.	3 343		2,073		1,450		275
ema.	143		0,030		0,075		37,66
emr.	4,3 %		1,4 %		5,2 %		13,45 %

VERGER NON MARBRÉ

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
15	3 852	5	2,314	17	0,900	5	734
24	3 893	10	2,326	15	0,875	7	819
17	3 928	7	2,337	24	0,875	1	821
19	3 988	2	2,339	9	0,850	19	871
22	4 037	11	2,340	13	0,850	15	875
13	4 041	1	2,341	20	0,850	24	898
23	4 070	24	2,341	21	0,850	13	926
20	4 140	15	2,350	23	0,850	21	933
21	4 175	3	2,354	1	0,825	10	960
18	4 569	13	2,355	5	0,825	4	999
14	4 627	17	2,356	10	0,825	3	1 013
5	4 643	12	2,357	11	0,825	14	1 017
16	4 710	21	2,360	19	0,825	22	1 017
7	4 744	6	2,361	4	0,800	17	1 030
1	4 749	9	2,364	6	0,800	20	1 049
10	4 794	4	2,365	8	0,800	9	1 054
11	4 804	19	2,369	18	0,800	11	1 084
8	4 839	8	2,371	22	0,800	2	1 098
2	4 895	22	2,377	7	0,775	23	1 117
3	4 918	23	2,379	2	0,750	12	1 142
9	4 932	20	2,385	12	0,750	18	1 151
6	4 957	18	2,411	16	0,750	8	1 225
4	4 960	16	2,413	3	0,700	6	1 282
12	4 984	14	2,420	14	0,700	16	1 302
Moy.	4 510		2,362		0,810		1 017
Méd.	4 676		2,358		0,825		1 017
ema.	372,71		0,0196		0,041		111,8
emr.	8,26 %		0,83 %		5,06 %		11 %

VILHONNEUR ROCHE

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
12	4410	9	2,349	9	1,050	8	487
9	4460	12	3,352	5	0,975	7	536
6	4560	8	2,358	11	0,950	12	544
2	4570	7	2,363	2	0,925	10	580
5	4605	10	2,364	3	0,925	5	582
8	4665	11	2,394	6	0,925	6	602
7	4690	5	2,409	7	0,925	9	611
4	4705	6	2,440	10	0,925	11	622
10	4725	3	2,450	12	0,925	4	624
11	4730	2	2,457	1	0,900	2	626
3	4760	4	2,462	4	0,900	3	680
1	4810	1	2,500	8	0,900	1	742
Moy.	4641		2,408		0,935		603
Méd.	4677		2,4015		0,925		606
ema.	99,8		0,045		0,028		47,83
emr.	2,15 %		1,87 %		2,99 %		7,93 %

VILLEBOIS

N°	VITESSE DU SON moyenne (m/s)	N°	DENSITÉ apparente (g/cm³)	N°	LARGEUR de la rayure (mm)	N°	RÉSISTANCE de rupture en compression (kg/cm²)
9	5263	14	2,655	14	0,700	21	1473
14	5286	1	2,656	6	0,675	18	1522
6	5316	16	2,656	18	0,675	22	1613
3	5357	5	2,658	1	0,650	15	1615
10	5359	6	2,658	9	0,650	3	1624
4	5377	9	2,658	11	0,650	6	1626
21	5388	13	2,658	23	0,650	1	1648
16	5398	17	2,658	7	0,625	10	1664
18	5402	15	2,660	20	0,625	8	1667
22	5466	19	2,660	22	0,625	23	1669
1	5479	22	2,660	2	0,600	4	1684
11	5498	3	2,661	3	0,600	16	1701
13	5507	23	2,661	4	0,600	24	1705
19	5515	18	2,662	5	0,600	7	1714
15	5529	24	2,663	8	0,600	17	1723
17	5538	8	2,664	10	0,600	11	1737
8	5576	10	2,664	12	0,600	13	1743
23	5627	21	2,664	13	0,600	2	1752
5	5633	7	2,665	15	0,600	5	1757
7	5654	11	2,665	16	0,600	12	1758
12	5657	20	2,666	17	0,600	14	1803
2	5675	2	2,667	19	0,600	20	1807
24	5686	12	2,668	21	0,600	9	1838
20	5746	4	2,673	24	0,600	19	1856
Moy.	5497		2,661		0,622		1696
Méd.	5502,5		2,662		0,600		1703
ema.	114,41		0,0036		0,026		70,71
emr.	2,08 %		0,13 %		4,18 %		4,17 %

ANNEXE II

MÉTHODE DE CALCUL DE LA FORMULE PROPOSÉE

Cette formule est de forme linéaire par rapport aux paramètres V, D et 1/R:

$$Vx + Dy + \frac{1}{R}z + w = N.$$

La détermination des coefficients inconnus x, y, z et w est faite par la méthode des moindres carrés, c'est-à-dire qu'avec les valeurs ainsi déterminées, pour une pierre, la somme $\Sigma (N_i - N)^2$ doit être minimum (N_i étant la valeur du premier membre de l'équation).

La détermination des inconnues x, y, z et w se ramène à la résolution du système des quatre équations à quatre inconnues (équations normales) :

$$(VV)x + (VD)y + \left(\frac{V}{R}\right)z + (V)w = (VN)$$

$$(VD)x + (DD)y + \left(\frac{D}{R}\right)z + (D)w = (DN)$$

$$\left(\frac{V}{R}\right)x + \left(\frac{D}{R}\right)y + \left(\frac{1}{RR}\right)z + \left(\frac{1}{R}\right)w = \left(\frac{N}{R}\right)$$

$$(V)x + (D)y + \left(\frac{1}{R}\right)z + n w = (N)$$

où n est le nombre d'équations, dans notre cas $n = 31$.

$$(VV) = V_1 V_1 + V_2 V_2 + \dots + V_{31} V_{31}$$

$$(VD) = V_1 D_1 + V_2 D_2 + \dots + V_{31} D_{31}$$

$$\left(\frac{V}{R}\right) = \frac{V_1}{R_1} + \frac{V_2}{R_2} + \dots + \frac{V_{31}}{R_{31}}$$

$$(V) = V_1 + V_2 + \dots + V_{31}$$

etc...

Tableau

	V	D	R	1/R	N.	VV
NOM DE LA PIERRE	1	2	3	4	5	6
Anstrudes roche jaune.....	4 282	2,218	1,066	0,93809	8,0	18 335 524
Billy Banc Royal.....	2 265	1,492	2,817	0,35499	1,0	5 130 225
Brouzet fin.....	3 339	2,213	1,257	0,79554	6,5	11 148 921
Buxy.....	4 977	2,643	0,720	1,38889	11,5	24 770 529
Chamesson roche.....	4 249	2,290	0,975	1,02564	8,5	18 054 001
Chauvigny roche.....	3 961	2,195	1,123	0,89047	7,0	15 689 521
Chomérac.....	5 870	2,688	0,583	1,71527	14	34 456 900
Comblanchien.....	5 928	2,665	0,742	1,34771	12,5	35 141 184
Étrochey jaune.....	5 235	2,534	0,716	1,39665	11,5	27 405 225
Euville roche.....	3 498	2,265	1,275	0,78431	6,5	12 236 004
Garchy.....	3 529	2,232	1,444	0,69252	6,0	12 453 841
Hauteville.....	5 977	2,690	0,594	1,68350	14	35 724 529
La Bouloye Banc Franc.....	2 593	1,680	2,103	0,47551	2,5	6 723 649
Larrys dur moucheté.....	5 452	2,539	0,650	1,53846	12,5	29 724 304
Larrys moucheté.....	4 940	2,421	0,767	1,30378	10,5	24 403 600
Larrys sous-moucheté.....	4 450	2,359	0,796	1,25628	9,5	19 802 500
Magny roche.....	4 422	2,197	1,001	0,99900	8,0	19 554 084
Malvaux.....	3 204	2,142	1,470	0,68027	5,5	10 265 616
Massangis roche jaune.....	5 143	2,410	0,635	1,57480	11,5	26 450 449
Massangis liais jaune.....	4 660	2,334	0,910	1,09890	9	21 715 600
Migné.....	3 004	2,020	1,611	0,62073	4,5	9 024 016
Noyant Banc Franc.....	2 422	1,700	2,314	0,43215	2,0	5 866 084
Ravières.....	3 720	2,252	1,292	0,77399	7,0	13 838 400
Savonnières 1/2 fine.....	2 997	1,724	2,033	0,49188	3,0	8 982 009
Saint Leu Banc Franc.....	2 312	1,686	2,340	0,42735	2,0	5 345 344
Saint-Même.....	2 578	1,928	1,777	0,56275	3,5	6 646 084
Sireuil dit Ferme.....	2 392	1,808	2,192	0,45620	2,5	5 721 664
Tercé Construction.....	3 328	2,077	1,446	0,69156	5,5	11 075 584
Verger non Marbré.....	4 510	2,362	0,810	1,23457	9,5	20 340 100
Vilhonneur roche.....	4 641	2,408	0,935	1,06952	9,5	21 538 881
Villebois.....	5 497	2,662	0,622	1,60772	13	30 217 009
	125 375	68,834	39,016	30,30900	238	547 781 381

Nous avons établi le tableau n° 8 dans lequel le calcul des VV , VD , $\frac{V}{R}$, etc.,... est indiqué pour toutes les natures étudiées.

Le système des équations normales est donc :

$$547\,781\,381\,x + 289\,366,54\,y + 136\,828,44\,z + 125\,375\,w = 1\,095\,954,5$$

$$289\,366,54\,x + 156,17347\,y + 71,191742\,z + 68,834\,w = 565,962$$

$$136\,828,44\,x + 71,19174\,y + 34,92175\,z + 30,309\,w = 280,584\,385$$

$$125\,375\,x + 68,834\,y + 30,309\,z + 31\,w = 238$$

La résolution donne :

$$x = 0,00110394503$$

$$y = 3,659678$$

$$z = 3,387954$$

$$w = -8,225903$$

Pour la précision voulue (0,5) il suffit d'arrondir les valeurs de la façon suivante :

$$x = \frac{1}{906}$$

$$y = 3,66$$

$$z = 3,39$$

$$w = -8,23$$

et la formule est :

$$\frac{V}{906} + 3,66\,D + \frac{3,39}{R} - 8,23 = N$$

N° 8

VD	$\frac{V}{R}$	VN.	DD	D/R	DN.	$\frac{1}{RR}$	$\frac{N}{R}$
7	8	9	10	11	12	13	14
9 497,48	4 016,89	34 256	4,91952	2,08068	17,7440	0,88001	7,504 720
3 379,38	804,05	2 265	2,22606	0,52965	1,4920	0,12602	0,354 990
7 389,21	2 656,32	21 703,5	4,89737	1,76054	14,3845	0,63288	5,171 010
13 154,21	6 912,50	57 235,5	6,98545	3,67083	30,3945	1,92901	15,972 235
9 730,21	4 357,95	36 116,5	5,24410	2,34872	19,4650	1,05194	8,717 940
8 694,40	3 527,16	27 727	4,81803	1,95459	15,3650	0,79294	6,233 290
15 778,56	10 068,61	82 180	7,22534	4,61063	37,6320	2,94215	24,013 780
15 798,12	7 989,22	74 100	7,10223	3,59164	33,3125	1,81632	16,846 375
13 265,49	7 311,45	60 202,5	6,42116	3,53911	29,1410	1,95063	16,061 475
7 922,97	2 743,53	22 737	5,13023	1,77647	14,7225	0,61514	5,098 015
7 876,73	2 443,91	21 174	4,98182	1,54571	13,3920	0,47958	4,155 120
16 078,13	10 062,29	83 678	7,23610	4,52862	37,6600	2,83417	23,569 000
4 356,24	1 233,00	6 482,5	2,82240	0,79886	4,2000	0,22611	1,188 775
13 842,63	8 387,68	68 150	6,44652	3,90615	31,7375	2,36686	19,230 750
11 959,74	6 440,67	51 870	5,86124	3,15645	25,4205	1,69984	13,689 690
10 497,55	5 590,45	42 275	5,56488	2,96357	22,4105	1,57824	11,934 660
9 715,13	4 417,58	35 376	4,82681	2,19481	17,5760	0,99800	7,992 000
6 862,97	2 179,59	17 622	4,58816	1,45714	11,7810	0,46277	3,741 485
12 394,63	8 099,21	59 144,5	5,80810	3,79528	27,7150	2,48000	18,110 200
10 876,44	5 120,88	41 940	5,44756	2,56484	21,0060	1,20758	9,890 100
6 068,08	1 864,68	13 518	4,08040	1,25388	9,0900	0,38531	2,793 285
4 117,40	1 046,67	4 844	2,89000	0,73466	3,4000	0,18675	0,864 300
8 377,44	2 879,26	26 040	5,07150	1,74303	15,7640	0,59906	5,417 930
5 166,83	1 474,18	8 991	2,97218	0,84801	5,1720	0,24195	1,475 640
3 898,03	988,03	4 624	2,84260	0,72051	3,3720	0,18263	0,854 700
4 970,38	1 450,76	9 023	3,71718	1,08497	6,7480	0,31669	1,969 625
4 324,74	1 091,24	5 980	3,26886	0,82482	4,5200	0,20812	1,140 500
6 912,26	2 301,52	18 304	4,31393	1,43638	11,4235	0,47826	3,803 580
10 652,62	5 567,90	42 845	5,57904	2,91605	22,4390	1,52416	11,728 415
11 175,53	4 963,64	44 089,5	5,79846	2,57540	22,8760	1,14387	10,160 440
14 633,01	8 837,62	71 461	7,08624	4,27974	34,6060	2,58476	20,900 360
289 366,54	136 828,44	1 095 954,5	156,17347	71,19174	565,9620	34,92175	280,584 385

ANNEXE III

CLASSIFICATION DES PIERRES PAR DIFFICULTÉ DE TAILLE établie par le Syndicat National des Maîtres-Carriers de France

Coefficient 1.

BOURG
CAMARSAC
CHAUSSEY
COLLIGIS
DAIGNAC
TUFFEAU DE TOURAINE

Coefficient 2.

BEAUCAIRE TENDRE
BILLY BANC ROYAL
FONTVIEILLE TENDRE
LA BOULOYE BANC ROYAL
MÉRY BANC ROYAL
MIREMONT
ROCHEFOLLET
SAINT-LEU BANC ROYAL
SAINT-VAAST BANC ROYAL
SAINT-VAAST BANC ROYAL FIN

Coefficient 2,5.

LAIGNEVILLE
LA ROCHEBEAUCOURT
SIREUIL DIT DEMI-FERME
VIERZY

Coefficient 3.

BEAUCAIRE DOUX
BELFONTE BANC FRANC
CHANCELADE DEMI-FERME
FONTVIEILLE DOUX
LA BOULOYE BANC FRANC
LES BAUX
MÉRY BANC FRANC
NOYANT BANC FRANC
SAINT-LEU BANC FRANC
SAINT-VAAST ROCHE DOUCE
SAINT-VAAST ROCHE DOUCE FERME
VILLIERS-ADAM
SAINT-VIVIEN

Coefficient 3,5.

LACOSTE-MENERBES
NERSAC
PONT DU GARD
SAINT-MAXIMIN ROCHE DOUCE
SAINT-MÊME
SAINT-MÊME CLAIR
SAVONNIÈRES DEMI-FINE
SAVONNIÈRES DEMI-FINE CHOIX
SIREUIL DIT FERME

Coefficient 4.

BRAUVILLIERS DOUX DEMI-FIN
BRAUVILLIERS DOUX FIN
ROGNES

Coefficient 4,5.

CAEN BANC FRANC
CHATEAU-GAILLARD
CHATEAU-GAILLARD FIN
ESTAILLADES
MIGNÉ-LES-LOURDINES FIN
QUILLY BANC FRANC
SAINT-MAXIMIN ROCHE DEMI-FERME FINE
SAINT-PIERRE AIGLE ROCHE FINE DEMI-DURE
SAINT-QUENTIN ROCHE DEMI-FERME FINE
SAINT-SYMPHORIEN

Coefficient 5.

MIGNÉ-LES-LOURDINES
SAINT-MAXIMIN ROCHE DEMI-FERME CONSTRUCTION
SAINT-QUENTIN ROCHE DEMI-FERME CONSTRUCTION

Coefficient 5,5.

BRAUVILLIERS LIAIS
CHARENTENAY
LAVOUX FIN CONSTRUCTION
LAVOUX FIN SCULPTURE
MALVAUX
TERCÉ CONSTRUCTION
TERCÉ SCULPTURE
TERVOUX CONSTRUCTION
TERVOUX SCULPTURE

Coefficient 6.

BRAUVILLIERS LIAIS MARBRIER
BULSON
CAEN DEMI ROCHE
GARCHY
GRÈS DEMI-FERME
JAUMONT
QUILLY DEMI-ROCHE
SAINT-MAXIMIN ROCHE FERME FINE
TERCÉ JAUNE

Coefficient 6,5.

ANSTRUDES BLANC
BROUZET FIN
BROUZET GRANITÉ
CHAMESSON DEMI-FERME
COURVILLE LIAIS
LARRYS DU BIEF ROCHE FINE CONSTRUCTION
LAVOUX A GRAINS
LÉROUVILLE ROCHE
MÉCRIN
PARGNY ROCHE
TERCÉ A GRAINS

Coefficient 7.

ANSTRUDES ROCHE CLAIRE
 CHAUVIGNY MARBRIER
 CHAUVIGNY ROCHE
 CHATEL ROCHE
 CHATEL MARBRIER
 CHATEL ROCHE
 CHARRYS ROCHE BLANCHE
 CHARRYS
 CHARRYS
 SAINT-MAXIMIN ROCHE FERME CONSTRUCTION
 CHARRYS BANC FRANC

Coefficient 8.

ANSTRUDES ROCHE JAUNE
 CHARTIGES ROCHE DURE
 CHANCELADE DUR
 CHASSIGNELLES ROCHE
 CHAMART ROCHE
 CHARENTAISES ROCHE
 CHARRYS FERME D'ALSACE
 CHARRYS ROCHE
 CHASSANGIS LIAIS BLANC
 CHARRYS ROCHE DURE
 CHATEL (LE) SAINT-GENGOUX
 CHARENTAIS

Coefficient 8,5.

CHAMASSON ROCHE
 CHARRYS BLANC DUR
 CHATEL BLANC GRIS
 CHARENTAIS
 CHATEL

Coefficient 9.

CHARENTAISES LIAIS
 CHASSANGIS LIAIS JAUNE
 CHATEL ROCHE
 SAINT-MAXIMIN ROCHE DURE FINE
 SAINT-QUENTIN ROCHE DURE FINE
 CHARRYS LIAIS JAUNE

Coefficient 9,5.

CHARRYS SOUS MOUCHETÉ
 SAINT-MAXIMIN ROCHE DURE CONSTRUCTION
 SAINT-PIERRE AIGLE ROCHE DURE
 SAINT-QUENTIN ROCHE DURE CONSTRUCTION
 CHARRYS NON MARBRÉ
 CHARRYS ROCHE

Coefficient 10

CHAMART CLIQUART
 CHARRYS MARBRIER

Coefficient 10,5.

CHASSAGNE GRIS
 CHARRYS MOUCHETÉ

Coefficient 11.

CHAMPILLY LE SEC JAUNE
 CHARRYS ROCHE JAUNE
 CHASSIGNELLES DUR
 CHARRYS
 CHARRYS

Coefficient 11,5.

CHUXY, GOULOT
 CHARTREUSE JAUNE
 CHASSANGIS ROCHE JAUNE
 CHASSANGIS ROCHE JAUNE CHOIX
 SAINT-MARTIN BELLE ROCHE CONSTRUCTION
 CHARRYS ROCHE JAUNE
 CHARRYS CHOIX
 CHARRYS GROS LIEN

Coefficient 12.

CHASSAGNE ROSE
 CHARTRES
 CHARTREUSE BLEU
 GRÈS DUR DE CHAMPENAY ET DE LABAROCHE
 CHARRYS DUR MOUCHETÉ
 CHATELAILLÈRE BLEU

Coefficient 12,5.

CASSIS
 CHATEL-LONDON
 CHATEL
 SAINT-FLORENT
 SAINT-MAXIMIN LIAIS TRÈS DUR
 CHATEL

Coefficient 13.

CHATEL-LE-FRANC MARBRÉ
 CHARTREUSE
 COMBLANCHIEN
 COMBLANCHIEN CLAIR
 COMBLANCHIEN LÉGÈREMENT MOUCHETÉ
 CORGOLOIN ET VILLARS
 CORGOLOIN CLAIR
 CORGOLOIN LÉGÈREMENT MOUCHETÉ
 CHARTREUSE
 CHARTREUSE CLAIR
 CHATEL
 CHATEL
 MONT LONDON
 CHARTREUSE
 CHATEL

Coefficient 14.

CHOMÉRAC
 CHOMÉRAC FLEURI
 GRAND CORENT
 GRAND CORENT CLAIR
 CHATEL
 CHATEL PERLÉ
 LOMPNÈS
 LOMPNÈS RUBANÉ
 ROCHERET
 ROCHERET UNI
 CHATEL

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	470
--------------------	-----

PREMIÈRE PARTIE

INTRODUCTION

1,1 — Présentation des natures de pierres essayées	471
1,2 — Nomenclature des 31 natures de pierres calcaires utilisées pour les essais	473

DEUXIÈME PARTIE

DESCRIPTION DES MÉTHODES D'ESSAIS

2,1 — Mesures des vitesses de propagation du son	474
2,2 — Mesures de la densité apparente	474
2,3 — Mesure de la dureté superficielle (largeur de la rayure)	474
2,4 — Mesure de la résistance de rupture en compression	475
2,5 — Dispersion des méthodes d'essais	476
2,51 — Différence entre l'erreur systématique et l'erreur accidentelle	476
2,52 — Précision de la mesure de la vitesse de propagation du son ..	476
2,53 — Erreur maximum sur la mesure de la densité apparente ..	477
2,54 — Précision de la mesure de la dureté superficielle	477
2,541 — Calcul de la précision	477
2,55 — Limites englobant 95 % des résultats	477
2,56 — Influence du lit de carrière sur la mesure de la vitesse de propagation du son	478
2,6 — Unités de mesures	478
2,7 — Présentation des résultats	478

TROISIÈME PARTIE

INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

3,1 — Étude des résultats	480
3,2 — Corrélation entre les critères	480
3,3 — Comparaison entre les résultats obtenus et les indications de la série Centrale des Architectes	480
3,31 — Densité apparente	480
3,32 — Résistance de rupture en compression	480

QUATRIÈME PARTIE

MÉTHODE DE CLASSIFICATION

4,1 — Classement des pierres d'après les trois critères (vitesse du son, densité apparente, largeur de la rayure)	492
4,2 — Méthode de calcul d'une formule	494
4,21 — Abaque donnant le numéro de classement	495
4,3 — Application de la formule à tous les échantillons essayés ..	496
4,4 — Hétérogénéité des échantillons d'une même nature	496
4,5 — Relation entre le numéro de classement proposé (N_c) et la résistance de rupture en compression	499

CINQUIÈME PARTIE

ESSAIS COMPLÉMENTAIRES

5,1 — Poids spécifique	501
5,2 — Porosité	501
5,3 — Influence de la teneur en eau sur la vitesse du son et sur la résistance de rupture en compression	501
5,31 — Vitesse du son	501
5,32 — Résistance de rupture en compression	501
5,4 — Formes de rupture en compression	502
5,5 — Contrôle des qualités des pierres sur bâtiments en cours de construction	504
CONCLUSION	505

ANNEXE I

Résultats obtenus sur les différentes natures de pierres utilisées ..	506
---	-----

ANNEXE II

Méthode de calcul de la formule proposée	522
--	-----

ANNEXE III

Classification des pierres par difficulté de taille établie par le Syndicat National des Maîtres-Carriers de France	521
---	-----

(Reproduction interdite.)

Onzième Année.

N° 125

MAI 1958

DOCUMENTATION TECHNIQUE

125

RÉUNIE EN JANVIER 1958

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique ou, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques (port en sus) :

Microfilms — la bande de 5 images	250 F
Positifs sur papier — la page :	
Format 13 × 18	110 F
18 × 24	130 F
21 × 27	170 F

Minimum de perception..... 350 F

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,
6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e.

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-125. L'environnement des lieux de travail et l'esthétique industrielle.
— *Union Industr. métallurg. min.*, Fr. (1957), 70 p., 8 fig. — Examen d'ensemble (sans étude technique approfondie) des aspects principaux des problèmes d'ambiance. — Influence de l'ambiance de l'usine sur l'homme. — Rapports entre l'architecte et l'usine. — Etude des différents facteurs d'ambiance : lumière, couleur, conditionnement d'air, bruit. — Aspect sociaux humains, économiques, de l'esthétique industrielle. — E. 51266. CDU 331.82.

Les analyses sont publiées dans l'ordre des rubriques de la classification du système CORDONNIER, établie pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et elles comportent une indexation suivant la notation de la Classification Décimale Universelle (CDU).

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

2-125. Techniques de l'ingénieur. Mise à jour périodique. — *Tech Ingr.*, Fr. (1957), n° 6-7 : Construction C7 et C8, 160 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2338 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 50914.

CDU 62(03).

Ca RÉSISTANCE
DES MATÉRIAUX

3-125. Petit formulaire de résistance des matériaux (à l'usage des élèves des Ecoles industrielles). T. I — Théorie. — T. II — Applications. — NACHTERGAL (A. et G.); Edit. : A. de Bœck, Belg. — *Desforges*, Fr. (1957), 2 vol., t. I (8^e éditn), 160 p., 286 fig. — t. II (4^e éditn), 84 p., 115 fig. — Voir analyse détaillée B. 2342 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 51019-51020. CDU 624.01/04(03).

4-125. Note au sujet des lignes dites « de glissement effectif » dans un barrage en béton à profil triangulaire. HILLY (Y.); *Houille blanche*, Fr. (sep. 1957), n° 4, p. 536-539, 4 fig., 6 réf. bibl. — Détermination des courbes de cisaillement effectif basée sur la courbe intrinsèque caractéristique du matériau (béton). — E. 51153. CDU 624.043 : 627.8 : 693.5.

5-125. Etude photo-élastométrique du choc transversal sur une poutre (Spannungsoptische Untersuchung des Balkenquerstosses). SCHWIEGER (H.), REIMANN (V.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (sep. 1957), n° 9, p. 395-399, 10 fig., 32 réf. bibl. — Considérations sur les études théoriques antérieures. Nouveaux essais : mode opératoire, résultats, discussion. — E. 50457. CDU 620.17 : 624.072.2.

6-125. Secousses sismiques et construction. I. II. III. IV. (fin). VIALET (F.); *Et.-Réalizat.*, Fr. (fév. 1957), n° 38, p. 3, 5, 7-9, 11, 26 fig., 1 réf. bibl.; (mars 1957), n° 39, p. 11, 13-15, 17-19, 20 fig.; (juin 1957), n° 42, p. 15-17, 19-22, 14 fig.; (nov. 1957), n° 46, p. 13-15, 17-19, 10 fig. — Etude des dégâts causés par le séisme d'Orléansville et comparaison avec les dégâts causés par d'autres séismes. Essai de synthèse des observations des secousses sismiques. Analyse théorique et expérimentale des secousses et du comportement des constructions. — Etude du comportement des ouvrages souples. Schéma d'un calcul dynamique; résultats des études dynamiques de l'immeuble-tour de l'Amérique Latine à Mexico et de trois cheminées d'usine de 220, 190 et 170 m de hauteur. — Etude des règlements de divers pays. Modes de construction usuels dans les régions sismiques. — E. 51051, 51052, 51053, 50874. CDU 699.841 : 624.01.

7-125. Enquête sur les dommages causés par le séisme de Mexico (1957) (Mexico City's earthquake damage examined). THORNLEY (J. H.), ALBIN (P. jr); *Civ. Engng.*, U. S. A. (oct. 1957), vol. 27, n° 10, p. 76-80, 5 fig. — Etude du comportement des différents bâtiments, notamment du bâtiment Torre Latino nouvellement construit (bâtiment de quarante-trois étages à ossature métallique fondé sur pieux). — L'enquête porte au total sur quarante-six bâtiments. — E. 50451. CDU 69.059.2 : 699.841 : 721.

8-125. Influence des secousses sismiques sur les ouvrages hydrauliques dans les régions de la Slovaquie sujettes aux tremblements de terre

(Ucinky otresu na vodni stavby v seismických oblastiach na Slovensku). HRUBAN (I.); VITEK (B.); *Stavebnicky Gasopis*, Tchécosl. (1957), vol. 5, n° 4, p. 239-252, 5 fig., 10 réf. bibl. (résumés russe et allemand). — Caractéristiques connues des secousses sismiques dans le bassin du Danube; action combinée de la pression hydraulique et des efforts sismiques. Bases de calcul des ouvrages. — E. 50351. CDU 699.841 : 627.8 : 624.04.

9-125. Détermination des contraintes de voilement dans les profilés à un plan de symétrie par le procédé de la poutre soumise à la torsion (Ermittlung der Wölbspannungen an einfachsymmetrischen Profilen nach dem Drillträgerverfahren). RESINGER (F.); *Stahlbau*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 321-326, 13 fig., 8 réf. bibl. — Présentation d'un procédé de calcul approché permettant, en application de la théorie de la torsion par voilement, de déterminer les contraintes de voilement des profilés à un plan de symétrie travaillant à la flexion. — E. 50606. CDU 624.043/4 : 624.072.2 : 624.075.3.

10-125. Etude des contraintes résiduelles et de la résistance à la fatigue de l'acier (An investigation into residual stresses and the fatigue strength of steel). O'CONNOR (C.); *J. Instn Engrs*, Austral. (sep. 1957), vol. 29, n° 9, p. 227-234, 13 fig., 9 réf. bibl. — Compte rendu d'essais effectués pour déterminer expérimentalement l'influence des contraintes résiduelles sur la résistance à la fatigue. — Ces contraintes ont été produites par cintrage à froid suivi de détente de spécimens d'aciers plats. Ces spécimens ont été essayés à la fatigue sous une charge axiale variable. — E. 50862. CDU 620.17 : 672 : 624.043.

11-125. Le fluage et les déformations du bois soumis à des contraintes de traction parallèles aux fibres (Creep and other strain behavior of wood in tension parallel to the grain). KING (E. G. jr); *Forest Prod. J.*, U.S.A. (oct. 1957), vol. 7, n° 10, p. 324-330, 14 fig., 18 réf. bibl. — Compte rendu d'essais montrant que le bois n'obéit pas à la loi de Hooke. — E. 50882. CDU 624.044/3 : 691.11 : 620.1~

12-125. Oscillations propres des voiles minces (Eigenschwingungen von dünnwandigen Schalen). LISOWSKI (A.); *Bull. Acad. pol. Sci.*, Pol. (1957), vol. 5, n° 4, p. 213-220, 9 fig., 3 réf. bibl. — Etude des oscillations des voiles cylindriques et des calottes sphériques; application de la méthode de l'énergie au calcul de la fréquence et de la forme des oscillations propres d'un voile. — E. 50485. CDU 534 : 624.074.4.

13-125. Essai dynamique d'un bâtiment de quatre étages en béton armé (A dynamic test of a four-story reinforced concrete building). ALFORD (J. L.), HOUSNER (G. W.); *Bull. Seismol. Soc. Amer.*, U. S. A. (jan. 1953), vol. 43, n° 1, p. 7-16, 13 fig. — Compte rendu de recherches expérimentales effectuées à Los Angeles sur un entrepôt de forme rectangulaire mesurant 38 x 12 m, construit en 1923 et destiné à être démolí conformément à un programme d'alignement. Le principal objet de l'expérience était de déterminer si une machine à vibrations était capable de produire un mouvement intense dans un bâtiment. On a enregistré à cet effet le mouvement latéral du bâtiment. Description du bâtiment, caractéristiques de la machine à secousses et des appareils de mesure, résultats enregistrés.

Conclusions. — E. 50982. — Trad. C. S. T. B. n° T. 92, 7 p.

CDU 534 : 693.95 : 621.9 : 69.001.5

14-125. Métallurgie et construction. — LIPS (E. M. H.); *Biblioth. Tech. Philips* — en vente : Edit. : *Dunod*, Fr. (1957), 1 vol., XIV + 257 p., 226 fig. — F. 2800. — Voir analyse détaillée B. 2339 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 51102. CDU 550.3 : 624.131.3/4 (64) (03).

15-125. La résistance des poutres très minces (The strength of very slender beams). MASUR (E. F.); *J. Engng. Mech. Div.*, U.S.A. (oct. 1957), vol. 83, n° EM4 : *Proc. A.S.C.E.*, Pap. 1413, 24 p., 4 fig., 5 réf. bibl. — E. 50382. CDU 539.4 : 624.072.2 : 624.074.4.

16-125. La tenue des poteaux dans les charpentes à portiques métalliques travaillant en partie dans le domaine plastique. I. II. III. (fin). (Das Verhalten von Stützen in teilweise plastizierten Stahl-Rahmentragwerken). HORNE (M. R.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (sep. 1957), n° 9, p. 384-389, 10 fig., 7 réf. bibl.; (oct. 1957), n° 10, p. 436-444, 17 fig., 11 réf. bibl.; (nov. 1957), n° 11, p. 497-499, 7 fig., 4 réf. bibl. — E. 50457, 50458, 50459. CDU 624.04 : 624.072.3/33 : 539.5.

17-125. Contribution à l'étude des poutres en béton armé dans la phase non élastique et à la rupture (Contributo allo studio di iravi in cemento armato in fase anelastica ed a rottura). ROSSETTI (U.); *G. Genio civ.*, Ital. (oct. 1957), n° 10, p. 783-797, 20 fig., 9 réf. bibl. — Etude de l'évolution du phénomène non-élastique lorsque la charge croît jusqu'à la rupture dans des poutres comportant différentes répartitions des armatures à l'encastrement et dans la partie médiane; présentation de graphiques facilitant le calcul à la rupture des poutres en béton armé. — E. 50872. CDU 624.04 : 539.5 : 624.072.2 : 624.012.45.

18-125. Les déformations plastiques de l'arc à deux articulations (Le deformazioni viscoso nell'arco a due cerniere). RENZULLI (T.); *Ingegneria*, Ital. (nov. 1957), n° 11, p. 977-1004, 6 fig., 5 réf. bibl. — Détermination de la déformée de la structure en fonction du temps et des caractéristiques des sollicitations. — Exemple numérique. — E. 50818. CDU 624.044/3 : 624.072.32 : 624.078.6 : 539.5.

Cac n Procédés de calcul.

19-125. Théorie et calcul des voiles. Voiles de révolution (Teoria e calcolo das cascas. Cascas de revolução). GRAVINA (P. B. J.); Edit. : *Escola Politec. Univers. Sao Paulo*, Brésil (1957), 1 vol., xii + 336 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2352 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 51049. CDU 624.04 : 624.074.4/7 (03).

20-125. Sur le calcul pratique des voiles allongés. I. II. (fin). (Zur praktischen Berechnung gestreckter Schalenträger). ABDANK (R.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (oct. 1957), n° 10, p. 433-436, 4 fig., 6 réf. bibl.; (nov. 1957), n° 11, p. 485-489, 14 fig. — Méthode générale de calcul de voiles cylindriques; exemples traités. — E. 50458, 50459. CDU 624.04 : 624.074.4/7.

21-125. Le contrôle des calculs des voiles cylindriques circulaires résistant à la flexion (Die Rechenkontrolle bei biegungsfesten Kreis-

zylinderschalen). SCHLEEH (W.); *Beton- Stahlbetonbau*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 277-279, 5 fig., 5 réf. bibl. — Indication de procédés à employer pour effectuer un contrôle rendu nécessaire par la longueur des calculs. Exemple de contrôle. — E. 50546.

CDU 624.04 : 074.4/7.

22-125. La méthode de relaxation. Son application au calcul des structures réticulées continues planes contenant des pièces courbes. I. II. (fin) (O metodo de relaxação. Sua aplicação ao cálculo de estruturas reticuladas continuas planas contendo peças curvas). CORREIA DE CINTRA (A. P.); *Tecnica*, Portug. (oct. 1957), n° 275, p. 23-37, 23 fig., 3 fig. h.-t., 1 réf. bibl.; (nov. 1957), n° 276, p. 90-103, 24 fig., 3 fig. h.-t. — E. 50540, 51054.

CDU 624.04 : 624.072.33/4.

23-125. Calcul à la rupture des conduites métalliques de grand diamètre (Calcolo a rottura delle tubazioni metalliche di grande diametro). PASSARO (A.); *Energ. elettr.*, Ital. (oct. 1957), vol. 34, n° 10, p. 973-986, 24 fig., 11 réf. bibl. — Présentation d'une méthode de calcul permettant un dimensionnement rapide et économique des conduites en adoptant un coefficient tenant compte exactement du comportement de la conduite sous l'action des charges de service. Etude d'une conduite métallique simplement remplie d'eau et soumise à la seule action des forces extérieures, puis d'une telle conduite soumise en outre à une pression interne constante. Conditions de rupture de la conduite par accroissement de la pression interne. Résultats d'essais, et comparaison avec les données théoriques. — E. 50806.

CDU 624.04 : 539.5 : 628.14 : 624.014.2.

24-125. Calcul à la rupture des poteaux soumis à charge excentrée (Inelastic analysis of eccentrically-loaded columns). CLARK (M. E.), SIDEBOTTOM (O. M.), SHREEVES (R. W.); *J. Engng. Mech. Div.*, U. S. A. (oct. 1957), vol. 83, n° EM4 : *Proc. A. S. C. E.*, Pap. 1418, 33 p., 17 fig., 7 réf. bibl. — Théorie permettant de déterminer la charge de rupture d'un poteau soumis à une charge excentrée. — Vérification expérimentale. Etude de l'influence du temps sur la valeur de la charge de rupture. — E. 50382.

CDU 624.04 : 539, 5 : 624.072.3.

25-125. Théorie plastique des poutres à ligne moyenne en arc soumises dans le plan de l'arc à des efforts passant par le centre de courbure (The plastic theory of curved beams with compressive axial forces). LANGE HANSEN (P.); *Lab. Bygningstek. Danmarks Tek. Højskole*, Danm., Meddel. n° 7, 32 p., 16 fig., 10 réf. bibl. — Exposé d'une méthode de calcul nouvelle et plus exacte. — La comparaison des résultats de ce mode de calcul avec ceux d'essais effectués à cet effet montre une concordance satisfaisante. — E. 50796.

CDU 624.04 : 624.072.32 : 624.042.

26-125. Redistribution des moments au-delà de la limite élastique et à la rupture dans les poutres en béton précontraint (Moment redistribution beyond elastic limit and at failure in prestressed concrete beams). MACCHI (G.); *J. Prestress. Concr. Inst.*, U. S. A. (sep. 1957), vol. 2, n° 2, p. 8-26, 14 fig., 10 réf. bibl. — Texte d'un exposé présenté au Colloque de Varenna (Italie) en septembre 1956. — Caractéristiques des poutres soumises aux essais; résultats d'essais; concordance de la théorie des coactions dans le domaine plastique avec les données expérimentales. Application de cette théorie au calcul à la rupture. Diagramme moment-courbure. Exemples de calcul. — E. 50378.

CDU 624.043 : 624.072.2 : 624.012.46 : 539.5.

27-125. Les problèmes de stabilité des constructions à portiques en béton armé (Vasbeton rudszekezetek stabilitási kérdesei). PALOTAS (L.); *Építőipari Közlekedési műszaki Egyetem Tudományos Közleményei*, Hon-

grie (1956), n° 6, 71 p., 55 fig., 46 réf. bibl. (résumés russe, allemand, anglais, français, espagnol). — Rappel des procédés connus de calcul de ces structures. Examen des caractéristiques des efforts développés dans le béton et dans l'acier et des déformations de ces matériaux. Présentation d'une méthode générale de calcul des barres en béton armé. Application du procédé énergétique. Introduction du principe des articulations élastiques. Présentation d'une méthode approchée de calcul des portiques et des ossatures en béton armé. — E. 50477.

CDU 624.04 : 624.072.33 : 624.012.45.

28-125. La détermination des efforts dans les massifs d'ancrage de conduites forcées. BOUCHAYER (R.), TASCHER (C.); *Travaux*, Fr. (déc. 1957), n° 278, p. 625-641, 56 fig. — Aperçu sur les forces permanentes, intermittentes et exceptionnelles, aussi bien statiques que dynamiques, auxquelles une conduite forcée est soumise. Exemple pratique du calcul de la stabilité d'une conduite forcée et d'un bloc d'ancrage. — Etude des ancrages-pieux. — E. 50603.

CDU 624.042 : 624.15 : 628.14 : 621.311.

29-125. Charpentes comportant des poutres courbes (Frames with curved beams). CHRONOWICZ (A.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (nov. 1957), vol. 52, n° 11, p. 377-389, 18 fig., 7 réf. bibl. — Méthode de calcul des poutres courbes qui sont de plus en plus employées comme éléments de renforcement dans les couvertures en voiles minces. — E. 50482.

CDU 624.04 : 624.072.2/32.

30-125. Calcul des caractéristiques élastiques d'une poutre triangulaire (Calcolo de las caracteristicas elasticas de una viga triangular). ZAMORANO NOGUERAS (J. J.); *Asinto*, Esp. (juil.-août-sep. 1957), n° 15, p. 55-67, 12 fig. — Etude d'un bâtiment industriel en béton armé formé de seize portiques transversaux de 14 m d'ouverture, avec poutre supérieure triangulaire. — Détermination des moments d'encastrement par application des théorèmes de Mohr; application du procédé au calcul de la poutre triangulaire. — E. 50834.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.074.7.

31-125. Nouvelle étude de la poutre Vierendeel (Ancora sulla trave Vierendeel). RENZULLI (I.); *Acciaio Costr. metall.*, Ital. (nov.-déc. 1957), n° 6, p. 250-255, 10 fig., 4 réf. bibl. — Présentation d'un procédé de calcul par approximations successives. — Exemple numérique. — E. 51265.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.074.5.

32-125. Méthode de calcul des poutres continues et des portiques utilisant le coefficient de raideur (Metoda obliczenia belek ciaglych i ram przy zastosowaniu wskaźnika utwierdzenia). ZLATKES (T.); *Biul. Inform. techn. Ekonom. Inst. Budown. Mieszkan.*, Pol. (1956), n° 4-5, p. 16-23, 11 fig. — E. 49259.

CDU 624.04 : 624.072.2/33 : 624.075.

33-125. La méthode des articulations plastiques (O metodo das articulações plasticas). PINHO MORGADO (A. de); *Lab. Ensaios Mater. Mecan. Solo*, Mozamb., Publ. n° 33, 15 p., 10 fig., (résumé anglais). — (Tiré du : *Bol. Soc. Estudos*, Moçambique, avr.-mai, n° 103, p. 117-130). — Comparaison entre la méthode de Cross et la méthode des articulations plastiques appliquées à un portique à deux versants, à un portique rectangulaire articulé aux bases, et à une poutre continue. — E. 50492.

CDU 624.04 : 624.072.33 : 624.078.6 : 539.5.

34-125. Résultats d'essais et théorie de calcul des voûtes autoportantes rigides. BARETS (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1958), n° 122, (Théories et méthodes de calcul : 29), p. 141-178, 55 fig. — Historique des voûtes autoportantes. Examen des diverses théories employées pour leurs calculs; inconvénients

mathématiques et pratiques de ces théories. Proposition d'une méthode s'inspirant des théories de la flexion. Cette méthode a été vérifiée sur un modèle réduit essayé à rupture. Les résultats d'essais confirment les prévisions de la théorie. Définition des limites d'emploi de cette méthode de calcul des « voûtes autoportantes cylindriques transversalement rigides ». Cette méthode se caractérise par une grande facilité d'emploi dans les bureaux d'études. — E. 51802.

CDU 624.04 : 624.074.3 : 624.075.3 : 69.001.5.

35-125. Sur les conditions de sécurité dans le temps pour les tirants précontraints disposés en vue de produire des distorsions voulues aux extrémités d'une poutre (Sulle condizioni di sicurezza nel tempo per tiranti pretesi, disposti allo scopo di produrre distorsioni volute alle estremità di una trave). MORANDI (R.); *G. Genio civ.*, Ital. (sep. 1957), n° 9, p. 665-674, 3 fig. — Etude d'une poutre de pont à consoles, dont les extrémités sont munies de tirants. — Calcul du tirant constitué d'un câble d'acier placé dans une gaine de béton précontraint. — E. 50680.

CDU 624.04 : 624.071.2 : 624.072/8 : 624.012.46.

36-125. Contribution à la théorie des ponts suspendus ancrés avec articulation au milieu de la poutre de rigidité (Beitrag zur Theorie der verankerten Hängebrücken mit einem Mittelgelenk im Versteifungsträger). HIBA (Z.); *Stahlbau*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 348-351, 13 fig., 7 réf. bibl. — E. 50606.

CDU 624.04 : 624.5 : 624.078.6.

37-125. Manuel du dessin de détail normalisé des constructions en béton armé — A. C. I. 315-57 — (Manual of standard practice for detailing reinforced concrete structures). — A. C. I., U. S. A. (1957), 1 vol., 86 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2345 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 51000.

CDU 744 : 624.012.45 : 389.6 (73) (03).

Caf Essais et mesures.

38-125. Constatations faites lors de mesures de l'allongement d'ouvrages en béton précontraint (Erfahrungen bei Dehnungsmessungen an Spannbetonbauwerken). FRITZ (B.); *V. D. I.*, All. (11 jan. 1958), vol. 10, n° 2, p. 49-58, 28 fig., 4 réf. bibl. — Dispositions concernant les essais préliminaires et les préparatifs, étude des mesures sur le béton et sur les aciers de précontrainte. — Exemples pratiques avec résultats de mesures et constatations faites au cours d'essais : mesures de l'allongement d'une poutre d'essai en béton précontraint pour le pont sur la Wupper à Ohligsmühle. — Mesures de l'allongement des travées d'accès du pont de Spire. — E. 51299.

CDU 624.044 : 624.012.46 : 531.7.

39-125. Démonstrations du comportement plastique des charpentes métalliques (Demonstration of plastic behaviour of steel frames). NELSON (H. M.), WRIGHT (D. T.), DOLPHIN (J. W.); *J. Engng. Mech. Div.*, U. S. A. (oct. 1957), vol. 83, n° EM4 : *Proc. A. S. C. E.*, Pap. 1390, 37 p., 25 fig., 11 réf. bibl. — Essais en vraie grandeur de poutres, portiques et charpentes destinés à illustrer le comportement sous la charge de constructions calculées par la théorie de la plasticité. — Discussion des résultats. — E. 50382.

CDU 539.4/5 : 624.072.33 : 624.014.2 : 620.1.

40-125. Essais de charge d'éléments de murs (Proefbelasting van muur-elementen). JONKER (J. C.); *Bouw*, Pays-Bas (16 nov. 1957), n° 46, p. 1148-1151, 11 fig. — Essais poussés jusqu'à rupture exécutés sur des éléments de murs en maçonnerie de briques, en faisant varier la nature des matériaux. — Mode opératoire. Résultats. — E. 50490.

CDU 620.17 : 624.012.2.

Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES. HYDRAULIQUE

41-125. Etude du développement de la couche turbulente des écoulements en canal libre sur un lit uni, et contribution à l'application pratique de cette étude au calcul des canaux (Boundary layer growth of open channel flows on a smooth bed and its contribution to practical application to channel design). IWASA (Y.); *Mem. Faculty Engng, Kyoto Univ.* Jap. (juil. 1957), vol. 19, n° 3, p. 229-254, 17 fig., 15 réf. bibl. — E. 50444.
CDU 532.5 : 626.1.

42-125. Etude de la turbulence pour les travaux du génie civil : Introduction à trois mémoires de la Commission des Recherches hydrauliques (Turbulence in civil engineering : an introduction to three research papers). ROBERTSON (J. M.); *J. Hydraul. Div., U.S.A.* (oct. 1957), vol. 83, n° HY5 : *Proc. A. S. C. E.*, Pap. 1391, 5 p., 17 réf. bibl.; Etude expérimentale des courants à surface libre (Measurements in free surface streams). IPPEN (A. T.), RAICHLEN (F.); Pap. 1392, 27 p., 20 fig., 14 réf. bibl.; La turbulence dans une couche limite d'un conduit divergent (Turbulence in a diffuser boundary layer). ROBERTSON (J. M.), CALEHUFF (G. L.); Pap. 1393, 19 p., 9 fig., 15 réf. bibl. — Mesures faites en différents points d'un conduit conique (7°30') et comparaison des résultats avec ceux déjà connus concernant les couches limites sans gradient de pression; Etude de l'écoulement turbulent dans les liquides par l'induction électromagnétique (Investigations in liquid shear flow by electromagnetic induction). GROSSMAN (L. M.), LI (H.), EINSTEIN (H. A.); Pap. 1394, 15 p., 6 fig. — Mesure des variations de vitesse dans l'écoulement par induction d'un champ électrique dans un fluide en mouvement par rapport à un champ magnétique uniforme. — E. 50380.
CDU 532.5 : 626.01 : 624.

43-125. Contribution expérimentale à l'étude de nappes à surface libre en mouvement non permanent (Contributo sperimentale allo studio di falde a superficie liberi in moto vario). CARRAVETTA (R.); *Atti Rass. tec., Ital.* (sep. 1957), n° 9, p. 397-409, 15 fig., 9 réf. bibl. — Description d'essais sur modèles reproduisant la propagation d'une onde sinusoïdale dans certaines conditions de filtration. Comparaison des résultats expérimentaux aux données théoriques. Abaques dérivés des données expérimentales et permettant de tracer les profils instantanés de la ligne libre. — E. 50403.
CDU 532.5 : 626.1 : 69.001.5.

44-125. Etude du fonctionnement d'un réseau de distribution d'eau alimenté à niveau constant et pourvu d'un réservoir d'équilibre. BOSANO (E.); *Ann. Ponts Chauss.* Fr. (nov.-déc. 1957), n° 6, p. 737-793, 28 fig. — L'étude porte sur un réseau comprenant une conduite d'aduction d'eau alimentée à niveau constant, des conduites de distribution non maillées, dont les débits instantanés sont proportionnels au débit de distribution total, et un réservoir d'équilibre. — Fonctionnement du réservoir suivant le régime du débit total. — E. 50848.
CDU 532.5 : 628.15/13.

45-125. Sur le calcul des grilles de prise d'eau. MOSTKOW (M. A.); *Houille blanche*, Fr. (sep. 1957), n° 4, p. 570-580, 8 fig., 16 réf. bibl. — E. 51153.
CDU 532 : 621.646 : 627.8.

46-125. Le système à double chambre d'équilibre. JAEGER (C.); *Houille blanche*, Fr. (sep. 1957), n° 4, p. 481-495, 12 fig., 13 réf. bibl. — E. 51153.
CDU 621.646 : 627.8.

47-125. Calcul des chambres d'équilibre déversantes avec apport de débit. ESCANDE (L.); *Houille blanche*, Fr. (sep. 1957), n° 4, p. 555-569, 26 fig. — Calcul approché du volume total déversé sur le seuil d'une cheminée

d'équilibre avec ou sans étranglement dans le cas où un débit d'apport tombe directement dans la cheminée, en amont du seuil, au-dessus de l'étranglement lorsqu'il y en a un. — Etude du cas où le débit d'apport débouche dans la cheminée, au-dessous de l'étranglement éventuel. — E. 51153.
CDU 532 : 621.646 : 627.8.

48-125. Etude hydraulique des bassins de tranquillisation (The hydraulic design of stilling basins). BRADLEY (J. N.), PETERKA (A. J.); *J. Hydraul. Div., U. S. A.* (oct. 1957), vol. 83, n° HY5 : *Proc. A. S. C. E.*, pap. 1401, 1402, 1403, 1404, 1405, 1406, 129 p., 58 fig., 35 réf. bibl. — Six mémoires sur l'étude hydraulique des bassins de tranquillisation et des ouvrages annexes rendant compte d'une série d'essais exécutés sur modèles par le Bureau of Reclamation. — Description du matériel d'essai. Résultats obtenus. Commentaires. — E. 50380.
CDU 626.01 : 627.8 : 621.646 : 69.001.5.

49-125. Le ressaut hydraulique dans un lit non prismatique. (Il risalto idraulico in alveo non prismatico). RUBATTA (A.); *Atti Rass. tec., Ital.* (sep. 1957), n° 9, p. 433-438, 5 fig., 2 réf. bibl. — Détermination du profil et de l'emplacement du ressaut dans un canal de section variable à fond horizontal et rives verticales planes. — E. 50403.
CDU 532.5 : 626.1/3.

Ci GÉOPHYSIQUE

Cib m Étude des sols.

50-125. Nouvelles considérations sur la détermination de la résistance au cisaillement de l'argile par l'essai de pénétration au cône (A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test). HANSBO (S.); *R. Swed. geotech. Inst.*, Suède (1957), Proc. n° 14, 47 p., 37 fig., 1 pl. h.-t., 16 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées en Suède. — Étude de la zone perturbée par le cône, mouvement du cône, relation entre la résistance au cisaillement et la pénétration du cône, précautions à observer lors de l'essai, comparaison avec d'autres essais de résistance au cisaillement. — E. 50558.
CDU 624.131.38 : 691.4 : 620.1.05.

51-125. Etude géotechnique de la région de Casablanca (Géologie, matières premières minérales, sols). DELARUE (J.), DESTOMBES (J.), JEANNETTE (A.), ROEDERER (P.), VERGERIO (R.); *Editions Serv. géol. Maroc* (1956), Notes et Mémoires n° 130, 1 vol., 178 p., 67 fig., 2 pl. h.-t., 1 carte h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2343 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 50544.
CDU 550.3 : 624.131.3/4 (64) (03).

52-125. Energie développée dans le battage des pieux (Palkrafter vid slagning av betongpalar). SÄHLIN (S.); *Instn Byggnadsstatik Kungl. Tek. Högskolan*, Suède (1956), Meddel n° 24, 8 p., 15 fig., 7 réf. bibl. (Tiré de : *Väg-och vattenbyggnad*, 1956, n° 5). Dans le cadre de la détermination de la capacité de charge des pieux battus, l'auteur passe en revue les formules de Terzaghi, Hiley et autres expressions des efforts développés dans le fonçage dynamique, ainsi que les procédés de mesure pratique de la résistance des pieux. — E. 50083.
CDU 624.046 : 624.155 : 69.001.5.

53-125. Ecoulement des masses d'eau d'infiltration dans les barrages en terre, dus à des fluctuations de la hauteur d'eau retenue (Sickerströmungen als Folge von Staupiegelschwankungen in Erddämmen). SCHNITTER (G.), ZELLER (J.); *Schweiz. Bauztg*, Suisse (28 déc. 1957), n° 52, p. 808-814, 11 fig., 11 réf. bibl. — Intérêt de la connaissance de ces écoulements. Résultats d'essais sur modèles. Mode de calcul des écoulements. — E. 51138.
CDU 532.5 : 624.131.6 : 627.8 : 691.4.

54-125. Contribution à la détermination de la poussée des terres sur des murs à surface prismatique (Beitrag zur Ermittlung des Erdrucks bei gebrochener Wandfläche). MEISSNER (H.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 489-491, 7 fig., 5 réf. bibl. — Méthode graphique permettant d'éviter l'emploi d'une surface fictive. — E. 50459.
CDU 624.042 : 69.022.2 : 624.131 : 515.

Cic Surface du globe. Hydrographie. Érosion.

55-125. Cent courbes de fréquence des crues maxima de fleuves Nord Américains (100 frequency curves of North American rivers). KUIPER (E.); *J. Hydraul. Div., U. S. A.* (oct. 1957), vol. 83, n° HY5 : *Proc. A. S. C. E.*, pap. 1395, 31 p., 35 fig. — Ces courbes sont voisines de lignes droites dont l'inclinaison varie en fonction de la surface du bassin versant, des conditions climatiques et du sol. — E. 50380.
CDU 55 : 627.1/51 (7).

Co CONDITIONS GÉNÉRALES. SITUATION GÉOGRAPHIQUE. CONGRÈS.

Coc Conditions économiques.

56-125. Problèmes d'économie maximum en hydraulique. Résumé historique. I. II (fin). (Problemi di massima economia nell'idraulica. Sommario storico). CELESTRE (P.); *Acqua*, Ital. (juil.-août 1957), n° 4, p. 97-114, 7 fig., 170 réf. bibl.; (sep.-oct. 1957), n° 5, p. 129-144, 5 fig. — Recueil historique des publications relatives à des problèmes hydrauliques et connexes étudiés du point de vue de l'économie maxima. — Étude du prix de revient le plus économique pour le tracé et l'exécution des canaux, aqueducs, pipelines, ouvrages d'irrigation. — E. 50416, 51412.
CDU 626/7 : 69.003 (01).

Cod m Cahiers des charges. Contrats.

57-125. Cahier des charges pour réservoirs et cuves. — *Fédérat. nation. Bâtim.*, Fr. 1 broch., 21 p., 6 fig. — Texte du Cahier des charges établi à la suite de la constatation de certains défauts d'étanchéité survenus dans des cuves à vin et dans des réservoirs à eau en béton armé. — Définition des ouvrages, conditions minima pour la construction, le calcul, l'exécution, l'entretien, conditions d'exploitation des cuves et réservoirs. — E. 48045.
CDU 621.642 : 624.012.45 : 624.04 : 69.003.23.

Cof Études générales. Congrès.

58-125. Cinquième Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Lisbonne-Porto (25 juin-2 juillet 1956). — *Ass. internation. Ponts Charp.*, Suisse (1957), Rapport final, 1 vol., 696 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2344 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 50533.
CDU 624.01/04 : 624.2/9 (061.3) (100).

Cof m Annuaires. Dictionnaires. Catalogues. Bibliographie.

59-125. Bibliographie de séismologie technique, 1954 (Bibliography of engineering seismology, 1954). HOLLIS (Ed. P.); Edit. : *The Earthquake Engng Res. Inst.*, U. S. A. (1954), 1 vol., iv + 446 p., — Voir analyse détaillée B. 2346 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 50953.
CDU 01 : 550.3 : 699.841 : 624.01.

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

Dab MATÉRIAUX
DE CONSTRUCTIONDab 1 Matériaux rocheux.
Pierres.

60-125. Utilisation du gravier de silex et du sable fin dans la construction des routes. FRYBOURG (M.); *Construction*, Fr. (nov. 1957), t. 12, n° 11, p. 397-404, 411, 12 fig. — E. 50904. CDU 625.8.07 : 691.223/4.

61-125. Critères à appliquer dans le choix des fillers pour mélanges asphaltiques (Criterio de seleccion de « fillers » para mezclas asfálticas). SUAREZ (H. A.), MAZZA (L. A.); *Lab. Ensayo Mater. Investigat. Tecnol. (Minist. Obras publ.)*, Argent. (1956), Sér. 2, n° 67, 19 p., 5 fig., 7 réf. bibl. — E. 50223. CDU 625.8.07/6 : 625.75.

Dab lam Asphaltes et bitumes.

62-125. L'asphalte-mousse dans les mélanges pour revêtements bitumineux (Foamed asphalt in bituminous paving mixtures), CSANYI (L. H.); *Nation. Acad. Sci.-Nation. Res. Council*, U. S. A. (1957), *Highw. Res. Board Bull.* 160, Publ. 499, p. 108-122, 20 fig., 3 réf. bibl. — Étude sur la possibilité de produire une mousse de liant bitumineux sous diverses formes, et sur l'emploi de ces mousses dans les mélanges pour revêtements routiers et pour la stabilisation des sols. Efficacité de ce type de liant. — E. 50653. CDU 691.163 : 625.8.06 : 624.138.

63-125. Goudron pour routes (numéro consacré à la Conférence internationale). *Goudron pour Routes*, Fr. (sep. 1957), n° 4, 76 p., nombr. fig. — Réunions des 3, 4 et 5 avril 1957 à Londres. Méthode pour l'analyse des goudrons routiers par solvants sélectifs. — Rapports présentés le 17 septembre 1957 à Essen à la réunion plénière de la Conférence internationale du Goudron pour Routes : la construction des routes en goudron en Allemagne. Confirmation par la pratique et possibilités; développements récents dans l'analyse du goudron pour routes et son influence sur la technique de fabrication, tout particulièrement pour l'enduisage dans les conditions des Pays-Bas; la route et le goudron en Belgique. — E. 51526. CDU 625.8.06 : 668.

Dab le Liants. Chaux. Plâtre.
Ciments.

64-125. Les ciments dans la technique routière. DURIEZ (M.); *Construction*, Fr. (nov. 1957), t. 12, n° 11 p. 327-345, 17 fig. — Rappel des propriétés des divers liants hydrauliques et des cas d'utilisation des chaux et ciments dans la construction des chaussées; conditions d'utilisation les plus appropriées. — Étude des cas dans lesquels l'association de liants hydrocarbonés et de liants hydrauliques peut être

recommandée; perspectives à envisager. — E. 50904. CDU 666.94/2 : 625.7.

65-125. Étude des propriétés du ciment aux cendres volantes. VENUAT (M.); *Rev. Mater. Constr.*, Ed. C, Fr. (nov. 1957), n° 506, p. 309-317, 21 fig., 2 réf. bibl. — Compte rendu d'essais organisés par le Centre d'Études des liants hydrauliques en commun avec les Houillères du Bassin du Nord et du Pas-de-Calais, et avec EDF. — Programme et conditions générales des essais, résistances mécaniques, accélération de l'effet pouzzolanique par la chaleur, résistance aux eaux agressives, retrait. — E. 50820. CDU 666.94 : 691.322.

66-125. Résistance des ciments en mortier plastique. DUTRON (R.); *Bull. R. I. L. E. M.*, Fr. (1957), n° 35, p. 7-13, 6 fig. — Compte rendu d'essais effectués dans huit laboratoires appartenant à huit pays différents, avec emploi de deux ciments différents et de deux sables différents. — E. 50332. CDU 539.4 : 666.971/94 : 691.223 : 620.1.

Dab lel s Agglomérés.

67-125. Emploi de plâtre ordinaire pour la confection d'éléments préfabriqués à grande résistance (Zastosowanie zwyklego gipsu do wyrobu wysokowytrzymałych prefabrykatów). CWIOK (Z.); *Zeszyty Naukowe Politech. Warszawskiej*, Pol. (1957), *Budownictwo* n° 9, p. 41-112, 91 fig., 58 réf. bibl. (résumés russe, anglais). — Exposé sur de nombreux résultats d'essais de laboratoire montrant les possibilités pratiques de l'emploi du plâtre ordinaire pour la réalisation d'éléments de construction préfabriqués. — E. 51221. CDU 691.311 : 539.4 : 620.16/17.

Dab ma Bois et matériaux
à base de bois.

68-125. Le ver du bois (Woodworm). *Minist. Works*, G.-B. (1957), Advisory Leaflet, n° 42, 6 p., 1 fig. — Petite notice donnant des indications pratiques sur les dommages causés par les insectes, la détection de leurs attaques, et les mesures de prévention (traitements à l'aide d'insecticides). — E. 50964. CDU 674.04 : 699.87.

Dac PEINTURES. PIGMENTS.
VERNIS. PRODUITS ANNEXES

69-125. Les peintures et les vernis-émail aux résines époxydes thermodurcissables. NEDEY (G.); *Peint.-Pigm.-Vernis*, Fr. (oct. 1957), vol. 33, n° 10, p. 907-911, 3 fig., 6 réf. bibl. — E. 50266. CDU 691.57 : 691.175.

Dad PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES
DES MATÉRIAUX

70-125. Effet du gel dans les matériaux de construction. — *Bull. R. I. L. E. M.*, Fr.

(1957), n° 36-37, 93 p., nombr. fig. — Texte des exposés relatifs à la terre cuite qui ont été présentés au Colloque organisé les 22, 23 et 24 mai 1957 à Paris par l'Association française de Recherches et d'Essais sur les Matériaux et les Constructions (A. F. R. E. M.). — Etat des recherches relatives à l'action du gel sur les matériaux de terre cuite, mesures effectuées sur produits mis en œuvre, normes, relations entre la résistance au gel des produits de terre cuite et leurs propriétés physiques. — Méthodes d'essai au gel de la terre cuite au laboratoire d'Essen. — Discussion. — E. 51201. CDU 620.193"324" : 691.42(06).

Daf SÉCURITÉ
DES CONSTRUCTIONS

Daf 1 Corrosion

71-125. Quelques exemples britanniques du comportement de l'aluminium soumis à des atmosphères variées. ELLIOTT (E.); *Rev. Alumin.*, Fr. (déc. 1957), n° 249, p. 1225-1232, 9 fig. — Étude du comportement de l'aluminium utilisé dans les bâtiments, placé dans des atmosphères rurales, urbaines, marines, et dans des atmosphères particulièrement corrosives (usines chimiques). — Choix des alliages. Protection et entretien. — E. 51205. CDU 620.193 : 691.771.

72-125. Manuel de la corrosion et de l'usure des réacteurs refroidis par l'eau (Corrosion and wear handbook for water-cooled reactors). DEPAUL (D. P.); Edit. : *McGraw-Hill Publ.*, G.-B. (1957), 1 vol., ix + 293 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2347 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 51024. CDU 620.19 : 621.311. 2 : 539. 1 : 697.97 : 696/11 (03).

73-125. Recherches sur les risques de corrosion dans l'argile (Undersökning av korrosionsrisker i lera). BERGFELT (A.); *Stat. nämnd byggnadsforskning*, Suède (1957), *Handl.* n° 28, 63 p., 34 fig., 26 réf. bibl. (résumé anglais). — Recherches effectuées en Suède pour déterminer la vitesse de corrosion de pièces métalliques enterrées dans l'argile. La corrosion est très légère. Conclusion. — E. 48793. CDU 620.193 : 691.714 : 691.4.

Daf mi Règles techniques.

74-125. Observations intéressant l'application des règles « BA 45 ». REIMBERT (M.); *Ingr Conseil*, Fr. (déc. 1957), n° 23, p. 9-16, 14 fig. — Exposé sur les règles BA 45 actuellement en cours de révision. — Recommandations concernant notamment l'application des « Règles forfaitaires », l'évaluation des moments fléchissants sur appuis, et la longueur des chapeaux appelés à résister à ces moments. — E. 51202. CDU 624.04 : 624.012.45 : 35 (44).

Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage. Travaux hydrologiques.

75-125. Stabilisation de granit décomposé pour les couches de fondation de routes exposées à un gel rigoureux (Stabilisierung von verwittertem Granit für Tragschichten von starkem Frost ausgesetzten Strassen). AICHORN (W.), STEINBRENNER (W.); *Österr. Bauzeitsch.*, Autr. (oct. 1957), n° 10, p. 230-235, 13 fig. — Exposé sur des expériences de stabilisation avec addition de ciment, et avec addition de goudron à chaud. — E. 50647.

CDU 624.138 : 625.73 : 666.94 : 668.

76-125. Effets de l'épaisseur de la couche de remblayage et de la pression des pneus (Effect of lift thickness and tire pressure). *Corp. Engrs, U. S. Army (Waterw. Exper. Stn., Miss.)*, U. S. A. (oct. 1957); Soil Compaction Investigation Rep. n° 8, Tech. Memor. n° 3-271, vii + 35 p., 22 fig. h.-t., 49 pl. h.-t. — Résultats d'une étude (sur chantier et en laboratoire) des effets des variations de l'épaisseur d'une couche de remblayage en argile maigre sur son compactage par un rouleau à pneumatiques. Les pressions des pneus ont été de 6,3 et 10,55 kg/cm² et les charges par roue de 11340 et 14175 kg. — E. 50541.

CDU 624.138 : 691.4 : 69.001.5.

77-125. Injection de produits chimiques pour la composition du sol de fondation d'un bâtiment à New York (Chemicals seal foundation for New York building). CAMBELL (C. W.); *Civ. Engrng, U. S. A.* (oct. 1957), vol. 27, n° 10, p. 47-51, 9 fig. — Travaux de fouilles et d'injection de produits chimiques pour la consolidation du sol de fondation du bâtiment de soixante étages de la Chase Manhattan Bank à New York. — Soutènement du sol portant les fondations voisines au moyen de rideaux de palplanches. — E. 50451.

CDU 624.138 : 661 : 721.011.27 : 624.159.4.

78-125. Etudes sur le procédé « Hydraton ». I. II. (fin) (Beitrag zum Hydratonverfahren). KRANERT (M.), FORMAZIN (J.), LIESCHE (H.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (sep. 1957), n° 9, p. 399-403, 12 fig., 16 réf. bibl.; (oct. 1957), n° 10, p. 430-432, 5 fig., 18 réf. bibl. Exposé sur les possibilités d'emploi de couches de sol étanches en argile hydratée pour l'établissement des ouvrages hydrauliques et des fondations en présence d'eau. — Résultats d'essais sur le comportement de différents mélanges argileux et interprétation de ces données. — E. 50457, 50458.

CDU 624.138 : 624.131.4/6 : 691.4.

Deb je Terrassements. Percements.

79-125. La mécanisation des travaux de construction de galeries. I. II (fin). (Die Mechanisierung im Stollenbau). HETZEL (K.), SCHWADERER (H.); *Baumtech.-Bautech.*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 381-388, 11 fig., 12 réf. bibl. (résumés anglais, français); (déc. 1957), n° 12, p. 403-410, 24 fig. — Conditions d'emploi des équipements de percement et de bétonnage en terrain dur. — E. 50607, 50933.

CDU 624.193 : 658.564 : 621.8/9.

Deb ji Fondations.

80-125. Technique des fondations (Foundation engineering). TAYLOR (P. W.); *Engineering*, N. Zél. (15 sep. 1957), vol. 12, n° 9,

p. 307-312, 9 fig., 20 réf. bibl. — Exposé général sur les recherches théoriques et expérimentales qui ont été faites concernant les fondations en surface. — E. 50596.

CDU 624.15 : 624.131.

81-125. Fondations profondes en terrains médiocres. KERISEL (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1958), n° 122 (Sols et fondations : 28) p. 207-216, 14 fig. — La construction du pont d'Abidjan a permis d'approfondir le problème de la fondation sur pieux dans des terrains du type bicouche comportant une épaisseur de terrain médiocre qui surmonte une couche plus résistante. Recherches sur les milieux pulvérulents à frottement, explication des phénomènes de refoulement, de resserrement et de butée; description des expériences d'Abidjan, où le terrain de fondation était constitué par une formation de sable plongeant sous 30 à 40 m de vase. Il a été fait sur rive un essai de chargement jusqu'à destruction sur un puits de 1,4 m de diamètre identique aux puits colonnes des piles. Ce puits de 15 m équipé de 60 appareils mesurant les raccourcissements des parois sous l'effet des charges en tête, a permis de déterminer les efforts transmis à chaque niveau. Un vérin sac en pied donnait la vérification de l'effort résiduel à la base. Commentaire de cet essai et discussion des essais par pénétromètres. — E. 51802.

CDU 624.157.6/7 : 624.131.38.

82-125. Le comportement des fondations des piles du pont sur le Petit Belt (Gründungsverhältnisse bei den Strompfeilern der Brücke über den Kleinen Belt). CHRISTENSEN (S. T.), JEPPESEN (A.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 268-272, 7 fig., 10 réf. bibl. — Etude du tassement des piles observé depuis vingt ans. — Il s'agit d'un pont à poutres métalliques en treillis de 825 m de long, à cinq travées de 137,5 m, 165 m, 220 m, 165 m et 137,5 m de portée, mis en service en 1935. — Recherche des causes du tassement. — E. 50546.

CDU 624.131.542 : 624.166 : 624.28.

Deb li Bétons.

83-125. Agrégats et produits d'addition pour le mortier et le béton (Zuschlagstoffe und Zusatzmittel zum Mörtel und Beton). SCHÄFFLER (H.); *Betonst. Ztg.*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 789-795, 7 fig., 19 réf. bibl. (résumés français, anglais). — Conditions à remplir par les agrégats, granulométrie, contrôle de qualité, mode d'emploi des produits d'addition. — E. 50568.

CDU 693.542 : 691.322 : 666.972.16.

84-125. Influence de divers procédés de traitement à chaud sur la résistance à la compression des bétons (Der Einfluss verschiedener Warmbehandlungsverfahren auf die Druckfestigkeit der Betone). PATSCHKE (E.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (oct. 1957), n° 10, p. 447-453, 11 fig. — Essais exécutés à l'Institut des Matériaux de Construction de Weimar en vue d'étudier la possibilité d'employer la chaleur sèche, et de déterminer les moyens d'en combattre les inconvénients éventuels. Organisation des essais. Ciments employés. Conclusions. — E. 50458.

CDU 693.547 : 536 : 620.1.

85-125. Les entraineurs d'air dans la construction des routes en béton (Luftporenbildende Stoffe im Betonstrassenbau). KLEINERT (H.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (oct. 1957), n° 10 : *Strassentech.*, p. 112-114, 5 réf. bibl. — E. 50458.

CDU 666.972.16 : 666.973.6 : 625.84.

86-125. La préparation des bétons à haute résistance. I. II. III (fin). MANCHE (H.); *Rev. Matér. Constr.*, Fr. (mars 1957), n° 498,

p. 83-89, 17 fig.; (oct. 1957), n° 505, p. 301-306, 8 fig.; (nov. 1957), n° 506, p. 332-339, 10 fig. — E. 46929, 50259, 50820.

CDU 666.972.5 : 539.4.

Deb lu Bétons bitumineux, enrobés.

87-125. Nouvelles considérations sur l'équivalent de sable et le coefficient d'activité des fillers. LHORTY (M.), SECOND (P.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (nov. 1957), n° 310, p. 59-60, 63-64, 3 fig., 3 réf. bibl. — E. 50586.

CDU 625.8.07 : 625.75 : 620.1.

88-125. Les règles des Etats américains pour l'emploi du béton bitumeux (State practices in the use of bituminous concrete). CHASTAIN (W. E.), BURKE (J. E.); *Nation. Acad. Sci.-Nation. Res. Council*, U. S. A. (1957), *Highw. Res. Board Bull.* 160, publ. 499, p. 1-107, nombr. fig. — E. 50653.

CDU 625.8.06/7/8 : 35 (73).

Deb m Maçonnerie.

89-125. La construction moderne en briques d'après la norme allemande DIN 1053 (2^e édition) (Neuzeitlicher Ziegelbau auf Grund der DIN 1053). KOERNER (C.); *Leistungssteigerung Baugewerbe (Zentralverband Deutschen Baugewerbes e.V.)*, All. (août 1957), Merkblatt n° 8/9, 52 p., nombr. fig., 1 fig. h. t. — Commentaires des dispositions actuellement en vigueur en Allemagne pour la construction en briques, et plus particulièrement de la DIN 1053. — Définitions, dimensions des différents types de briques perforées et pleines; nombre, disposition et grandeur des perforations. Stabilité des bâtiments et des éléments de construction, épaisseur des murs. Isolation thermique, mortiers et enduits. Diminution du prix de revient dans la construction en briques grâce à l'utilisation des nouvelles normes. — E. 49697.

CDU 624.012.2 : 389.6 (43).

Deb mo Enduits. Revêtements. Petits ouvrages.

90-125. La statique du boulon d'ancrage dans les travaux au rocher. TALOBRE (J.); *Construction*, Fr. (déc. 1957), t. 12, n° 12, p. 439-445, 9 fig. — Exposé des nombreux points restant encore à approfondir dans la technique du boulonnage. — Résistance des roches; statique interne et externe du boulon d'ancrage. — Etude du soutènement boulonné en galerie. — E. 51309.

CDU 691.88 : 624.19 : 691.2.

Deb ne Béton armé.

91-125. Le béton armé. — Edit. : *Rev. Matér. Constr. Trav. publ.*, Fr. (s. d.), 1 vol., 98 p., 75 fig. — (en vente aux Edits Eyrolles, Fr.). — Voir analyse détaillée B. 2341 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 50750.

CDU 624.012.45 : 693.55 (03).

92-125. Cisaillement, traction diagonale et contraintes d'adhérence dans les poutres en béton armé (Shear, diagonal tension, and bond stresses in reinforced concrete beams). RENSAA (E. M.); *Engng J.*, Canada (oct. 1957), vol. 40, n° 10, p. 1464-1471, 11 fig., 14 réf. bibl. — Contribution à l'étude de ces efforts. — E. 50577.

CDU 624.043 : 624.072.2 : 624.012.45.

93-125. Essais et études des barres d'armature pour béton armé normal. WASTLUND (G.); *Bull. R. I. L. E. M.*, Fr. (1957), n° 35, p. 16-29, 3 fig., 5 réf. bibl. — Résultats de recherches

concernant l'ensemble des caractéristiques des armatures : données métallurgiques, relations contraintes-déformations à température normale, à température élevée, à basse température, vieillissement, ductibilité, fatigue, soudabilité, contrôle et marquage. — E. 50332.

CDU 693.554 : 539.620.1.

94-125. **Raccordements à ligature hélicoïdale pour armatures crénelées** (Spiral socket splices for deformed bars). EISEN (A.); *Lab. Bygningstek. Danmarks Tek. Højskole*, Danm. (1957), Meddel. n° 8, 13 p., 13 fig. — Description d'un raccordement pour fers à béton crénelés, formé de barres longitudinales et d'une ligature en hélice. Essais du joint. Conclusions. — E. 50797.

CDU 693.554 : 624.078.

Deb ni Béton précontraint.

95-125. **Quelques applications de la précontrainte en Afrique du Nord**. MALLET (Ch.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1958), n° 122, (Béton précontraint : 27), p. 217-242, 48 fig. — Après un rappel des ouvrages en béton précontraint construits en Afrique du Nord (conduites de Tunis et d'Oran, barrage de Beni Bahdel, barrage des Portes de Fer, de Djedeida, siphon de Perregaux), description en détail de l'aérogare d'Alger-Maison-Blanche, la rampe de Bougie et les réservoirs de Constantine et de Tunis, tous construits en béton précontraint. Le bloc trafic de Maison-Blanche comprend deux halls de 60 × 30 m. L'hétérogénéité du sol de fondation a fait écarter toute solution hyperstatique. Dans le hall Nord les poutres sont boulonnées au Sud sur des poteaux articulés et au Nord posées en deux points sur des poteaux en V; les poutres du hall Sud sont boulonnées d'une part sur des poteaux fixes et d'autre part reposent sur des poteaux articulés; la résistance aux secousses sismiques a été réalisée par des câbles de liaison dans la toiture. La rampe de Bougie a une longueur de 250 m environ et doit abriter des magasins, des garages, des ateliers, des appartements et une salle des fêtes. Le plancher routier a été rendu complètement isostatique en raison de la médiocrité du sol de fondation. Les réservoirs de Constantine et de Tunis sont couverts en dôme. La ceinture du dôme et la jupe sont soumises à une précontrainte verticale et à une précontrainte horizontale qui est exécutée par le procédé Preload avec une machine Merry-go-Round. — E. 51802.

CDU 624.012.46 (61).

96-125. **Renforcement par mise en précontrainte (procédé B. B. R. V.) des poutres supportant l'équipement de chargement aux aciéries de la Royal Netherlands Blast Furnaces and Steelworks** (De versterking van een laadbord in de staalfabriek van de K. N. H. S. door middel van voorspanning (systeem B. B. R. V.)). TORDOIR (P. M.), VAN GELDER (A. H.); *Ingenieur*, Pays-Bas (22 nov. 1957), n° 47, p. BT. 91-BT. 97, 10 fig. — Mise en place et post-tension de seize câbles B. B. R. V. pouvant supporter chacun une charge de 90 t. — E. 50617.

CDU 69.059.32 : 624.072.2 : 693.564.4.

97-125. **Aciers pour traverses en béton précontraint** (Stähle für Spannbeton-Schwellen). JÄNICHE (W.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 272-277, 11 fig., 10 réf. bibl. — E. 50546.

CDU 693.554/560 : 625.142.

98-125. **Mesure des coefficients de frottement dans le béton précontraint** (Messung der Reibungsbeiwerte beim Spannbeton). MITTEL-MANN (G.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (jan.

1958), n° 1, p. 4-7, 11 fig., 2 réf. bibl. — Exposé des différentes difficultés qui se présentent lors de la mesure des coefficients de frottement dans le béton précontraint; présentation d'un nouveau procédé de mesure relativement simple. — E. 51407.

CDU 693.564 : 620.191 : 531.7.

Dec CHARPENTE. MENUISERIE. SERRURERIE.

Dec 1 Travail des métaux. Charpente. Soudure. Menuiserie. Construction mixte.

99-125. **Charpentes soudées des piles G2 et G3 de Marcoule**. DOAT (J.); *Soudages Tech. conn.* Fr. (nov.-déc. 1957), n° 11/12, p. 391-396, 7 fig. — Caractéristiques des bâtiments et bases de calcul. — Détails de la construction. Choix de l'acier et soudage électrique. Montage sur le chantier. — E. 51133.

CDU 624.014.25 : 621.311.2 : 539.1.

100-125. **Séquence des soudures**. — C. E. C. M., Belg. (15 sep. 1957), Notes tech. n° D-23, 7 p., 20 fig., 3 réf. bibl. — Indications pratiques pour l'exécution des assemblages en vue de la réalisation d'un ouvrage soudé. Prise en compte des contractions du métal déposé et du métal de base. Présentation d'un programme de soudage permettant de réduire les effets des contractions. — E. 50480.

CDU 624.014.25 : 624.043/07.

101-125. **Les boulons précontraints à haute résistance dans la construction métallique** (Hochfeste, vorgespannte Schrauben im Stahlbau). BÜRGERMEISTER (G.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 492-496, 6 fig., 9 réf. bibl. — Résultats de recherches sur les efforts développés dans ces assemblages. — Efficacité et mise en œuvre des boulons précontraints. — E. 50459.

CDU 624.078.2 : 624.043 : 539.4.

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded j Couverture.

102-125. **Couvertures en aluminium, entièrement supportées** (Fully supported aluminium roof covering). *Alumin. Developm. Ass.*, G.-B. (nov. 1953), 32 p., 38 fig. — Recueil de recommandations pratiques à l'usage des couvreurs et des entrepreneurs. — Caractéristiques de l'aluminium, conditions à remplir par les tôles d'aluminium pour couvertures. Durabilité de l'aluminium, contact avec d'autres matériaux. — Aperçu sur les systèmes de couvertures, technique de pose des couvertures en aluminium. — E. 49631.

CDU 69.024.156 : 691.771.

Ded 1 Étanchéité des constructions. Joints étanches.

103-125. **Règles fondamentales pour l'étanchéement des constructions au moyen de feuilles de chlorure de polyvinyle** (Grundregeln für die Anordnung von Bauwerksdichtungen aus PVC-SP). LUSKY (K.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (sep. 1957), n° 9, p. 390-394, 4 fig., 12 réf. bibl. — Examen des cinq règles fondamentales à observer pour l'application de produits bitumineux, en vue de leur adaptation éventuelle à l'emploi des matières plastiques. — E. 50457.

CDU 699.82 : 691.16/175 : 35 (43).

Def PRÉFABRICATION

104-125. **Le préfabriqué « léger »**, BARON (J. J.); *Tech. Archit.*, Fr. (nov. 1957), 17^e sér., n° 5, p. 105-111, 14 fig. — E. 51119.

CDU 624.014.7 : 69.002.2.

105-125. **Conception et dimensionnement des éléments préfabriqués en béton armé** (Konstruktion von Stahlbetonfertigteilen). FRANZ (G.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 467-474, 25 fig., 2 réf. bibl. — Rapport général sur les mémoires présentés au Congrès International de la Préfabrication à Dresde, section : « Konstruktion ». — Couvertures. Planchers. Construction de bâtiments. Constructions industrielles. Travaux publics. Mines. — E. 50459.

CDU 624.07 : 624.012.3/45 (061.3).

106-125. **La préfabrication lourde**. BARETS (J. J.); *Tech. Archit.*, Fr. (nov. 1957), 17^e sér., n° 5, p. 82-88, 12 fig. — Etat actuel de la préfabrication lourde en France, tendances probables de l'évolution, description succincte des principaux procédés. — E. 51119.

CDU 69.002.2 (44).

107-125. **Éléments légers préfabriqués en acier**. PEISSI (P.); *Tech. Archit.*, Fr. (nov. 1957), 17^e sér., n° 5, p. 94-104, 34 fig. — Description des divers types de murs-rideaux et de différentes réalisations de maisons en acier. — E. 51119.

CDU 69.002.2 : 624.01.42.

Dib PLOMBERIE SANITAIRE

108-125. **Canalisations et tuyauteries dans un immeuble** (Förbrukningen av rör och fördelar i bostadshus). NILVALL (T.), HOLM (P.); *Stat. Nämnd Byggnadsforskning* (S. B. N.), Suède (1957), Rapp. 40, 51 p., 47 fig. — Etude détaillée des différentes sortes de canalisations pour l'équipement d'un immeuble. Devis de fourniture de tuyauteries et d'installation suivant l'importance des logements et la grandeur de l'immeuble, avec tuyaux en acier ou en cuivre. — E. 50290.

CDU 621.643.2 : 696 : 69.003.12.

Dic CLIMATISATION

109-125. **Manuel des industries thermiques**. — Chauffage. Fumisterie. Ventilation. Conditionnement d'air. I. — C. O. S. T. I. C., Fr. — Edit. : *Dunod*, Fr. (1958), 1 vol., 369 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2340 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 51755.

CDU 697 (03).

110-125. **Radiation solaire directe utilisable par temps clair** (Direct solar radiation available on clear days). THRELKELD (J. L.), JORDAN (R. C.); *Heat. Pip. Air condition*, U. S. A. (déc. 1957), vol. 29, n° 12, p. 135-145, 33 fig., 15 réf. bibl. — Résultats de recherches sur l'importance de la radiation solaire directe par temps clair aux Etats-Unis. — E. 51126.

CDU 551.521.1 : 536 (73).

111-125. **Utilisation de l'énergie solaire comme appoint pour l'exploitation des pompes à chaleur employant l'air comme source de chaleur** (Sun energy assistance for air-type heat pumps). DAVIS (C. P. jr); LIPPER (R. I.); *Heat. Pip. Air condition*, U. S. A. (déc. 1957), vol. 29, n° 12, p. 123-128, 9 fig., 4 réf. bibl. — Etude sur les moyens d'augmenter le rendement de ce type de pompe en faisant appel à l'énergie solaire. Description d'un type de collecteur approprié. — E. 51126.

CDU 697.4 : 621.577 : 551.521.1.

112-125. Etude du rayonnement solaire, comme appoint au chauffage des bâtiments habités. I. II (fin). DUMORTIER (J.); *Flamme-Thermique*, Fr. (sep. 1957), n° 108, p. 11-24, 33-39, 22 fig., 1 fig. h. t.; (oct. 1957), n° 109, p. 13-24, 32-36, 18 fig., 13 réf. bibl. — E. 49927, 50468. CDU 697.7/1 : 551.521.1.

113-125. Transmission de chaleur à travers des panneaux étanches doubles ou multiples à remplissage gazeux. KRINGS (A.), OLINK (J. Th.); *Silicates industr.*, Belg. (nov. 1957), t. 22, n° 11, p. 595-603, 15 fig., 5 réf. bibl. — Etude de la transmission de la chaleur à travers des vitrages doubles. — E. 50685. CDU 536.2 : 69.022.56 : 691.6.

114-125. Transmission de la chaleur et de l'humidité au travers des murs extérieurs. Résultats de mesures effectuées entre 1953 et 1957 sur de petites maisons expérimentales construites sur le terrain du Laboratoire Fédéral d'Essais des Matériaux à Schlieren (Suisse). (Wärme und Feuchtigkeitwanderung durch Aussenwände. Ergebnisse der Messungen an Versuchshäuschen auf dem EMPA-Areal in Schlieren in den Jahren 1953 bis 1957). HAL-LE (P.); *Schweiz. - Bauztg.*, Suisse (23 nov. 1957), n° 47, p. 741-749, 11 fig. — Description des divers types de maisons et des appareils d'essai. — Interprétation des résultats. — E. 50609. CDU 536.2 : 69.022 : 697.93.

115-125. Le calorifugeage économique. I. II (fin). MUCKENSTURM (P.); *Isolation-Revêtements*, Fr. (avr.-mai 1957), n° 8, p. 19-23, 11 fig. (nov.-déc. 1957), n° 11, p. 27-31, 5 fig. — Méthode de calcul de l'épaisseur économique de calorifuge. — E. 48603, 51388. CDU 699.86 : 697.133 : 69.003.

116-125. Sur la question du besoin de chaleur lors de la mise en chauffage de bâtiments rarement chauffés (Zur Frage des Wärmebedarfs beim Anheizen selten beheizter Gebäude). KRISCHER (O.), KAST (W.); *Gesundheitsingenieur*, All. (11 nov. 1957), n° 21/22, p. 321-325, 3 fig., 9 réf. bibl. — Bases de calcul utilisées jusqu'à présent, étude analytique du problème, influence de l'isolation des murs. — E. 50487. CDU 697.13/14.

Dic I Chauffage

117-125. Le chauffage des hôpitaux. MEUNIER (J. M.); *Flamme-Thermique*, Fr. (oct. 1957), n° 109, p. 39-44, 3 fig. — E. 50468. CDU 697.3 : 725.5.

118-125. Le puisage des eaux de chaudières. Inconvénients. Causes. Prévention. PIERREY (J.); *Chal.-Industr.*, Fr. (déc. 1957), n° 389, p. 305-317, 15 fig. — Description du phénomène d'entraînement, dans la vapeur, d'eau de la chaudière, et, par suite, des sels solubles et des précipités qu'elle contient. — Inconvénients du puisage, ses causes, la prévention par moyens mécaniques et chimiques, et résultats d'applications industrielles. — E. 51076. CDU 620.193 : 697.326 : 697.5.

Dic m Réfrigération.

119-125. Refroidissement et déshumidification par convection naturelle (Natural convection cooling and dehumidifying). SEIGEL (I. G.), BRYAN (W. L.); *Heat. Pip. Air condition.*, U. S. A. (déc. 1957), vol. 29, n° 12, p. 129-134, 6 fig., 6 réf. bibl. — Présentation des résultats d'essais effectués pour étudier le comportement d'un équipement de refroidissement par convection naturelle. — Essais effectués avec des tubes nus, des tubes à ailettes et des dispositifs à serpents fonctionnant par gravité. — E. 51126. CDU 536.5 : 697.97/3/5.

Dic n Ventilation. Conditionnement Traitement de la matière.

120-125. Aspects du séchage des peintures par convection et rayonnement des points de vue technique et économique. WALTER (L.); *Chal. Industr.*, Fr. (nov. 1957), n° 388, p. 288-296, 8 fig. — E. 50760. CDU 667.634 : 648.3 : 536.2/3.

Did ÉCLAIRAGE

Did m Installations électriques.

121-125. Installations électriques dans les immeubles (El-installationer i boligbyggeri). JUSTESSEN (H.); *Stat. Byggeforskningsint.*, Danm. (1957), Rap. n° 20 (13. byggetekniske samtale), 25 p., 18 fig. — Etude de la réalisation d'une installation d'immeuble : (compteurs, disjoncteurs, tableaux de distribution, câbles, coupe-circuit). Erreurs à ne pas commettre; règlements relatifs aux installations danoises. Discussion entre architectes à ce sujet. — E. 50843. CDU 696.6 : 728 (489).

Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dif j Acoustique. Vibrations.

Protection contre les bruits et les vibrations.

122-125. Mousses à cellules employées pour l'isolation acoustique des bâtiments (Offenzellige Schaumstoffe für akustische Zwecke im Bauwesen). PAFFRATH (H. W.); *Kunststoffe*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 638-640, 6 fig. — Etude du mécanisme de l'absorption des bruits aériens et des bruits de pas par ce matériau. — E. 50569. CDU 691.175 : 699.84 : 721

123-125. Le bruit dans les canalisations et les moyens d'y remédier. I. II. (fin) (Geräusche in Rohrleitungen und ihre Beseitigung).

DEICH (B.); *Sanit. Tech.*, All. (1957), n° 11, p. 438-441, 13 fig.; n° 12, p. 478-480, 4 fig., 14 réf. bibl. — E. 50473, 50910. CDU 699.844 : 696.534.83.

124-125. Manuel de la lutte contre le bruit (Handbook of noise control). HARRIS (G. M.); Edit. : *McGraw-Hill Publ.*, G.-B. (1957), 1 vol., ix + 1036 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2348 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 50884. CDU 699.844 : 534 (03).

Dif m Protection contre les phénomènes naturels.

125-125. Etude d'un système de déshydratation des isolants (Investigation of an insulation dehydration system). LORENTZEN (G.); *World Refrigerat.*, U. S. A. (oct. 1957), vol. 8, n° 10, p. 557-563, 9 fig., 6 réf. bibl. — Recherches sur un procédé permettant d'éviter l'accumulation d'humidité dans le revêtement isolant d'une chambre froide. — E. 50417. CDU 699.82 : 533.275 : 699.86 : 643.37.

Dig I CANALISATIONS

126-125. Conduite de vapeur H.P. sous les rues de New York. FISHER (J. C.); *Therm. appl.*, Fr. (déc. 1957), n° 3, p. 7-13, 5 fig. (Extrait de : *Industr. Heat. Engr.*). — Description de la conduite principale de vapeur sous la pression de 28 kg/cm², récemment installée sur une longueur de 4 km pour étendre le service de chauffage urbain. La conduite en acier doux a un diamètre de 61 cm et une épaisseur de 12,7 mm. — Bases de calcul et conditions de construction et de pose. — E. 51200. CDU 621.643.2 : 697.34 : 624.134.

127-125. Facteurs influant sur le transport de l'eau à grande distance (Factors affecting long-distance transmission of water). HOWSON (L. R.); *J. Amer. Wat. Works Ass.*, U. S. A. (oct. 1957), vol. 49, n° 10, p. 1359-1368, 2 fig., 9 réf. bibl. — Matériaux de construction employés pour les conduites, coût d'installation, durée de vie des matériaux, coefficient de rugosité, variation de débit. — E. 50719. CDU 628.14 : 691 : 620.19 : 69.003.

Dig m RÉSERVOIRS. SILOS

128-125. Le château d'eau à cuve conique en béton précontraint d'Orebro (Suède). *Génie civ.*, Fr. (15 jan. 1958), t. 135, n° 2, p. 42-43, 3 fig. — L'ouvrage est un ensemble de révolution composé d'une tour cylindrique de 10 m de diamètre extérieur et de 44 m de hauteur, fondée à 10 m de profondeur, portant un réservoir en cône renversé de 45 m de diamètre maximum couvert par un dôme également conique. — E. 51353. CDU 628.13 : 624.012.46.

F. — LES OUVRAGES

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures. Piliers.
Colonnes.

129-125. Murs extérieurs non traditionnels des maisons d'habitation (Icke traditionella ytterväggar i hyreshus). HAGMAN (F.); *Stat. Nämnd. Byggnadsforskning*, Suède (1957), rap. 41, 124 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Etude du Comité national suédois de Recherches pour le Bâtiment sur les éléments modernes de la construction d'immeubles : ossature, isolation thermique, défense contre l'humidité, la condensation, le vent, le bruit, l'incendie. Trente exemples réussis de réalisations en différentes parties de la Suède montrant les matériaux employés et les procédés de construction imaginés pour répondre aux conditions atmosphériques locales. — E. 50703. CDU 69.00 : 69.022.3 : 699.8.

Fac m Toitures. Voûtes.
Dômes Coupoles. Arcs. Escaliers.

130-125. Etude expérimentale de la résistance de toitures en pente pour immeubles d'habitation, constituées de poutrelles en béton précontraint (Badanie wytrzymałościowe stromego dachu z elementów strunobetonowych dla budynków mieszkalnych). MAKULSKI (W.), RACZYŃSKI (S.); *Inst. Budow. Mieszkanio-wego*, Pol. (1947), n° 6-7, p. 26-38, 53 fig., 2 réf. bibl. — E. 51142.
CDU 69.024.8 : 624.012.46 : 69.001.5.

Fac n Ancrages. Chainages.
Suspentes. Éléments de solidarisation
ou renforcement. Contreventements.

131-125. Contreventement de l'hôtel Queen Elisabeth au moyen d'éléments précontraints (Prestressed wind bracing in Queen Elisabeth hotel). CHAMBERLAIN (D. A.); *Engng J.*, Canada (déc. 1957), vol. 40, n° 12, p. 1802-1808, 14 fig. — Etude du système de contreventement adopté pour ce bâtiment à ossature métallique, de grande hauteur (vingt et un étages) mais de faible largeur, construit à Montréal. Emploi de barres plates de 15,2 à 20 cm de largeur mises en précontrainte. Description détaillée du procédé de précontrainte avec dispositif de chauffage de l'acier. — Equipement électrique et mécanique de l'hôtel (Outline of electrical and mechanical services). WATSON (N. S. B.), KŁODŃSKI (N. A.); p. 1809-1814, 1824, 5 fig. — Description d'ensemble de l'hôtel (A general description of the Queen Elisabeth hotel), p. 1815-1817, 5 fig. — E. 51155.
CDU 721.011.27 : 693.97 : 624.078.8 : 624.043.

132-125. Le contreventement du Queen Elisabeth Hôtel à Montréal est assuré au moyen de diagonales pré-tendues (Prestressed bars wind-brace new hotel). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (14 nov. 1957), vol. 159, n° 20, p. 33-34, 36,

5 fig. — Emploi de profilés dont la largeur varie entre 15,2 et 20,3 cm et l'épaisseur entre 19 et 22 mm pour le contreventement d'un nouvel hôtel de vingt et un étages. — Etude du procédé de mise en tension de ces barres. — E. 50601. CDU 624.078.8 : 624.014.2 : 624.043.

Fec BATIMENTS CULTURELS
SPORTS

133-125. La nouvelle galerie d'art Guggenheim à New York (Spiral art museum is built like a work of art). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (5 déc. 1957), vol. 159, n° 23, p. 42-45, 9 fig. — Ensemble de deux bâtiments en béton armé, conçus par l'architecte Frank Lloyd Wright, et actuellement en cours de construction. — Cet ensemble comprend un bâtiment de forme circulaire de quatre étages, destiné aux services administratifs et un autre bâtiment de même forme, plus vaste, de six étages, réservé à l'exposition de tableaux, desservi par une rampe hélicoïdale en béton armé et couvert par un dôme vitré. — E. 50916.
CDU 725.91 : 624.012.45 : 624.026.33.

134-125. Le Palais des Expositions du Centre National des Industries et Techniques au Rond-point de la Défense (Paris-Neuilly). I. Conception générale de l'ouvrage. II. — Planchers et escaliers. BALENCY-BEARN, LACOMBE; *Soc. Ingrs civ. Fr. Fr.* (juil.-août 1957), n° 4, p. 323-344, 24 fig. — Description du palais destiné aux grandes expositions, actuellement en cours de construction. Structures proposées et projet retenu. Couverture constituée par une voûte d'arête triangulaire à trois nefs en béton armé comportant trois appuis seulement aux sommets du triangle. Cette couverture est à double coque et son épaisseur totale est de 1,8 m à la clé. — La portée de l'arête atteint 250 m. Solutions adoptées pour les planchers et escaliers en béton armé. Préfabrication. Système de fondation. — E. 50762.
CDU 725.91 : 624.91 : 624.012.45*

Fed TRAVAUX MILITAIRES.
TRAVAUX D'UTILITÉ PUBLIQUE.
ALIMENTATION EN EAU. HYGIÈNE
PUBLIQUE. GÉNIE RURAL. EAUX
SOUTERRAINESFed la Alimentation en eau.
Réservoirs d'eau. Eaux souterraines.

135-125. Le pompage de l'eau par éoliennes. VADOT (L.); *Houille blanche*, Fr. (sep. 1957), n° 4, p. 496-523, 25 fig. — Aperçu historique. — Etudes des éoliennes lentes pour pompes à piston et des éoliennes rapides pour pompes centrifuges et pompes à hélices. — Choix de la vitesse de démarrage, de la vitesse nominale et du point de fonctionnement de la pompe. Avantages de l'emploi d'une pompe à pales orientables. — E. 51153.
CDU 628.12 : 621.65/9 : 551.5.

Fed m Hygiène publique
Évacuation des eaux.

136-125. Aménagement du réseau d'égouts et de la voirie urbaine de la commune de Rodovre (En kloakering og en vejplan for et område i Rodovre). MORTENSEN (O.), JORGENSEN (J. H.); *Ingeniøren*, Danm. (15 sep. 1957), n° 25, p. 672-676, 6 fig. — Travaux réalisés pour assurer le drainage d'une surface de soixante-six hectares afin de permettre la construction de bâtiments industriels et de maisons d'habitation. Description des canalisations d'égouts et de la voirie urbaine. Etude du prix de revient. — E. 49585.
CDU 628.2 : 711.7/2.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET
COMMERCIAUX, DE PRODUCTION
D'ÉNERGIE ET D'UTILITÉ
PUBLIQUE

Fib je Industrie.

137-125. Usine Ferodo à Amiens (Visite de l'I. T. B. T. P. — 22 nov. 1957). — *I. T. B. T. P. Fr.* (1957), 15 p., 10 fig. — L'usine comprend le hall de réception-expédition, constitué par une ossature en béton armé avec couverture en charpente métallique, et les ateliers de fabrication à ossature en béton armé avec poutres précontraintes et éléments de sheds métalliques. Préfabrication en éléments, assemblage et mise en précontrainte des poutres. — E. 50557. CDU 725.4 : 624.012.45/6.

Fib l Dépôts
de marchandises. Marchés.
Hangars. Magasins.

138-125. Nouveau système de construction de silos en béton précontraint (Een nieuw systeem voorgespannen silo). PETRI (W. J.); *Cement Beton*, Pays-Bas (oct. 1957), n° 9-10, p. 386-388, 11 fig., (résumés anglais, français, allemand). — Etude du système Mal-lagh mis au point en Irlande pour la réalisation de silos cylindriques bicouches. Une première couche de la paroi est maçonnée en agglomérés de béton et entourée de cerces horizontales d'acier spécial. Ces cerces sont tendues au moyen d'un ensemble de brides verticales qui les relient toutes successivement deux à deux. La précontrainte est réalisée et contrôlée par un appareil spécial. La deuxième couche de béton est ensuite appliquée par projection. — E. 50567.
CDU 725.36 : 624.012.46.

139-125. Etude de la station principale de pompage du service des égouts de Christchurch (Nouvelle-Zélande), et notamment de la construction du soubassement avec emploi de procédés d'épuisement (Main pumping station for Christchurch drainage board — with special

reference to the construction of the substructure using dewatering methods). SAMSON (N. L.); *Engineering*, N. Zél. (15 nov. 1957), vol. 12, n° 11, p. 372-379, 12 fig. — Description de la station de pompage dont le soubassement est constitué par un réservoir en béton armé de forme rectangulaire (20,6 × 15 m). Le fond du réservoir est à 7 m au-dessous du niveau du sol et à environ 4,5 m au-dessous du niveau de la mer. Pour abaisser le niveau de la nappe souterraine on a fait usage de puits filtrants. — E. 51145. CDU 628.12 : 624.157 : 628.11.

140-125. Modernisation du port de Strasbourg. Hall de transbordement en béton précontraint. THOMA (W.); *Travaux*, Fr. (déc. 1957), n° 278, p. 599-606, 17 fig., 2 réf. bibl. — Description d'un hall construit dans le port autonome pour le transbordement des marchandises transportées par fer, par route ou par voie fluviale. — L'ossature principale est constituée de trois portiques en béton armé avec encorbellement de 25 m au-dessus du plan d'eau. Construction en encorbellement réalisée d'après le procédé de précontrainte Finsterwalder-Dywidag. — E. 50603. CDU. 725.34 : 624.012.46 : 693.564.

Fib m Transactions Finances.

141-125. Le bâtiment administratif de la Société anonyme pour l'Industrie de l'Aluminium à Zürich. VICTOR (M.); *Rev. Alumin.*, Fr. (nov. 1957), n° 248, p. 1100-1110, 15 fig. — Fondations et soubassement constitués par un radier-caisson en béton armé à cuvelage étanche dont la plate-forme supérieure porte la charpente métallique de l'immeuble. Ossature métallique, et planchers-dalles en béton armé. Façades à poteaux apparents et habillage en aluminium, avec fenêtres à guillotine ou à pivots. Utilisation du béton précontraint pour un escalier hélicoïdal à poteau central et une terrasse en porte-à-faux au rez-de-chaussée surélevé. — E. 50828. CDU 725.2 : 624.15 : 693.97 : 69.022.327.

Fib n Production d'énergie. Ouvrages hydrauliques. Barrages. Régularisation des cours d'eau.

142-125. La centrale hydroélectrique d'Obernach (Bavière). (Das Obernackkraftwerk). BÄHR, *Bautechnik*, All. (déc. 1957), n° 12, p. 449-458, 14 fig. — Etude des travaux d'aménagement qui ont commencé en 1952. — Retenue de Sachensee, aménagement des rives, ouvrage de prise, galerie sous pression de 3,9 km de longueur. Cheminée d'équilibre, centrale. — E. 51004. CDU 627.84/88 : 628.14 : 621.311.

143-125. Aménagement du Rhin. Le troisième bief de Fessenheim. LEFOULON; *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1958), n° 122, (Travaux publics : 47), p. 179-206, 31 fig. — Le bief de Fessenheim est long de 17 km et sa chute est de 18,5 m à l'étiage. Un canal d'amenée de 17 km débouche dans un bassin de virage d'où partent un canal de navigation conduisant à deux écluses et un canal de force motrice alimentant une usine équipée de quatre groupes de 290 m³/s. Le canal de fuite de l'usine et le garage à l'aval des écluses se raccordent pour déboucher dans le Rhin. Le canal de 80 m de largeur au plafond, de 135 m au niveau de l'eau à un tirant d'eau de 9,5 m. Il est partie en déblai et partie en remblai et a été creusé à sec par rabattement de nappe. Les talus et digues sont recouverts soit de béton coulé, soit de dalles préfabriquées. Les écluses en béton sur radier en voûte renversée ont des portes amont busquées et des portes aval à contre-

poids. L'usine a été fondée sous la nappe phréatique à l'abri d'un écran vertical et d'un écran horizontal constitués par des injections d'argile et de ciment dans la masse des alluvions. — E. 51802. CDU 627.8/1 : 626.1/4 : 624.138.

144-125. Le barrage de Mechra-Homadi. VALLOT (L.); *Ingr. Constr.*, Fr. (nov. 1957), n° 10, p. 483-502, 28 fig. — Barrage-poids en béton destiné à l'irrigation et à la fourniture d'énergie. — Cote du couronnement : 169,5 m, cote des fondations : 112 m, longueur développée du couronnement : 215 m. — Etude détaillée de l'organisation du chantier et de l'exécution des travaux. — E. 50622. CDU 627.8 : 693.5 : 69.05.

145-125. Barrage de Faux-la-Montagne. RIEDMATTEN (J. de); *Etudes-Réalisations*, Fr. (juil.-août 1957), n° 43, p. 5-8, 5 fig. — Description du barrage à voûtes minces multiples, l'épaisseur des voûtes étant de 8 cm au couronnement et de 14 cm à leur raccordement avec le terrain naturel. — Hauteur : 17 m, longueur en crête : 128 m. — E. 50466. CDU 627.8 : 624.074.3.

146-125. Barrage en béton armé travaillant en console (Diga di calcestruzzo armato funzionante a mensola). SCALABRINI (M.), CARATI (L.), DEL FELICE (E.); *Energ. elettr.*, Ital. (oct. 1957), vol. 34, n° 10, p. 999-1005, 10 fig., (Tiré de : *Geotecnica*, 1956, n° 5). — Description d'un barrage en forme de voûte sur le torrent Belvisio Superiore (Italie). Hauteur : 9 m, développement à la crête : 66 m. L'ouvrage est constitué de consoles verticales jointives en béton armé, d'une hauteur maximale de 18 m, encastées à une profondeur de 7 m dans le sol, et maintenues en outre vers leur partie centrale et du côté aval par une saillie horizontale formant semelle de fondation. — E. 50806. CDU 627.8/1 : 624.012.45 : 624.078.

147-125. Des grands barrages à la place des jardins suspendus (Big dams instead of hanging gardens). BOWMAN (W. G.); *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (26 déc. 1957), vol. 159, n° 26, p. 32-34, 37-38, 40, 12 fig. — Exposé du programme de construction de barrages en Irak. Le barrage d'Eski Mosul sera un barrage en terre avec déversoir en béton, le barrage de Bekhme sera du type à contreforts. — Description des travaux en cours pour la construction du barrage en enrochements de Derbendi Khan et du barrage-voûte en béton de Dokan. — E. 51232. CDU 627.8 (56).

148-125. D'une technique nouvelle en matière de travaux hydrauliques. MONNET (P.); *Tech. Eau*, Belg. (15 nov. 1957), n° 131, p. 15-23, 12 fig., 5 réf. bibl. — Etude des possibilités d'emploi de barrières métalliques réticulées, destinées à l'édification naturelle d'ouvrages de retenue, à l'aide des matériaux charriés par les torrents, pour réaliser l'engrèvement des retenues hydroélectriques ou les aménagements de régularisation des cours d'eau. — E. 50578. CDU 627.4/8.

148a-125. Comportement des déversoirs en puits (O comportamento de descarregadores em poço). MANZANARES ABECASIS (F.); *Lab. nat. Engria civ. (Minist. Obras publ.)*, Portug. (1956), mem. n° 90, 13 p., 17 fig., 14 réf. bibl. (résumés français, anglais). — L'auteur ajoute à l'étude de J. N. BRANDLEY, « Morning glory shaft spillways : prototype behaviour », publié dans les *Proceedings A. S. C. E.*, Separata 431, avr. 1954, les nombreux renseignements recueillis sur le comportement des déversoirs réalisés au Portugal et non mentionnés dans cette étude. — Phénomènes d'érosion en aval du déversoir. — E. 50590. CDU 621.646 : 627.8 : 628.11.

148b-125. La centrale nucléaire E. D. F. 1 de Chinon. ROUX (J. P.); *Soc. Ingrs. civ.*, Fr. (juil.-août 1957), n° 4, p. 294-309, 16 fig. — Exposé d'ensemble. Le réacteur est logé dans une enceinte métallique soudée ayant la forme d'un cylindre de 10 m de diamètre intérieur (caisson) devant résister à la pression de 25 kg/cm², et à la température maxima du gaz de 345°. — E. 50762. CDU 621.311.2 : 539.1 : 624.014.2.

148c-125. La construction à Marcoule des ensembles nucléaires G1, G2, G3. Les problèmes d'entreprise générale du point de vue industriel. Réalisation de G2 et G3. PASQUET (M.); *Soc. Ingrs. civ. Fr.*, Fr. (juil.-août 1957), n° 4, p. 287-293, 2 fig. — Etude des problèmes particuliers rencontrés, notamment : problème du caisson (enveloppe sous pression d'une pile); ce caisson est constitué d'un cylindre métallique de 14 m de longueur, assurant l'étanchéité, entouré d'un cylindre résistant en béton faiblement armé, précontraint par frettage au moyen de câbles métalliques. Problème de protection contre la corrosion des structures métalliques. — E. 50762. CDU 621.311.2 : 539.1 : 624.012.46 : 620.197.

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fid ja Routes.

149-125. Le fondement scientifique de l'étude des routes (The scientific basis of road design). WOOLTON (F. L. D.); *Edw. Arnold*, G.-B. (1954), xvii + 364 p., 26 fig., 118 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2349 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 50955. CDU 625.72 : 624.13 : 54.

150-125. La construction des routes en béton (Der Betonstrassenbau). MILKE (H.); *Edw. H.-Chr. Reissner*, All. (1957), 1 vol., 80 p., 14 fig., 16 fig. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2350 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 50971. CDU 625.7/84 (43) (03).

151-125. Les problèmes routiers au Sahara. FUMET (P.), MASSON (P.); *Construction*, Fr. (nov. 1957), t. 12, n° 11, p. 369-379, 13 fig. — Aperçu sur les premières réalisations routières au Sahara. Aspects principaux de la technique routière saharienne : étude des tracés, problèmes de structure, utilisation des matériaux locaux, problèmes de construction. — E. 50904. CDU 625.7 (25) (6).

152-125. Contribution au calcul de la longueur des courbes de raccordement dans la construction routière (Beitrag zur Berechnung der Uebergangsbogenlänge im Strassenbau). MÜLLER (F.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (sep. 1957), n° 9 : *Strassentech.*, p. 101-105, 8 fig. — E. 50457. CDU 625.72 : 51.

153-125. Les pistes routières en béton précontraint. PANCHAUD (P.); *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (4 jan. 1958), n° 1, p. 1-17, 34 fig. — Problèmes posés par les chaussées en béton précontraint, description de deux chaussées expérimentales avec dalle de 12 cm d'épaisseur, exécutées à Naz (Suisse) en 1955. — Compte rendu des essais, conclusions. — E. 51231. CDU 625.84 : 693.56 : 69.001.5.

154-125. Quelques remarques sur les chaussées en béton de ciment. PELTIER (R.); *Construction*, Fr. (nov. 1957), t. 12, n° 11, p. 346-352, 6 fig. — Aperçu sommaire sur les chaussées (pistes d'aérodromes et routes) en béton précontraint. — Résistance des bétons au choc thermique. — Etude des joints à goudrons, et des associations souple-rigide (tapis hydrocarbonés posés sur dalles en béton). — E. 50904. CDU 625.84 : 693.5.012.43 : 624.75.84.

155-125. Propriétés et méthodes d'études des matériaux enrobés pour revêtements routiers. BONITZER (J.); *Construction*, Fr. (nov. 1957), t. 12, n° 11, p. 380-396, 9 fig., 11 réf. bibl. — Indications sur les méthodes pratiques d'étude des revêtements en matériaux enrobés. — Facteurs extérieurs agissant sur le revêtement et leurs effets. — Qualités requises du matériau enrobé et de ses constituants. — Méthode d'observation et d'expérimentation du comportement des ouvrages en vraie grandeur. — Description des méthodes d'essais. — Mesure des caractéristiques fondamentales des matériaux enrobés. — E. 50904. CDU 625.8.06/7 : 625.75 : 620.1 : 69.001.5.

156-125. Les tapis d'enrobés en présence des déflexions sous charges lourdes répétées. DURRIEU (J.); *Construction*, Fr. (nov. 1957), t. 12, n° 11, p. 353-368, 18 fig., 8 réf. bibl. — Etude des divers facteurs intervenant dans la déformation et la fatigue des couches supérieures des chaussées. — Différence de comportement selon les types d'enrobés, déflexions dangereuses, résistance théorique d'un tapis d'enrobés, lutte contre le faïençage, renouvellement ou réparation des tapis d'enrobés avant ou après faïençage. — E. 50904. CDU 624.043/4 : 625.75 : 539.4 : 620.1.

157-125. Construction d'une piste d'essais à grande vitesse pour automobiles (Bau einer Schnellfahrbahn zur Prüfung von Automobilen). ZERNA (I.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 261-268, 22 fig., 1 réf. bibl. — Autodrome à revêtement en béton précontraint destiné aux essais de voitures Volkswagen. — Etude du projet prévoyant des dalles en béton précontraint de 16 cm d'épaisseur, précontraintes longitudinalement et transversalement. Description des travaux. Nature du sol de fondation, infrastructure, réalisation du revêtement. — E. 50546. CDU 625.711.3 : 624.012.46 : 725.86.

Fid I Ouvrages pour la navigation.

158-125. Caractéristiques de construction des vannes en acier des écluses sur le Saint-Laurent, et description des appareils de manœuvre de ces vannes (Structural steel design features and operating machinery for gate structures in the locks of the St. Lawrence seaway). WILLIS (R. W.), PILON (J. F.), COKE (J. E.); *Engng J.*, Canada (oct. 1957), vol. 40, n° 10, p. 1425-1434, 1447, 13 fig. — E. 50577. CDU 621.646 : 626.4 : 624.014.2.

159-125. Deux ouvrages dans le port de Dublin : I. Conception et construction du débarcadère du ferry-boat. II. Conception et construction de l'appontement conduisant au nouveau bassin de radoub. (Two constructional works in the port of Dublin. I. Design and construction of transport ferry terminal. II. Design and construction of lead-in jetty to new graving dock). SMYTH (M. C.), ENNIS (M. F.); *Instn civ. Engrs Ireland*, Irl. (mars 1957), vol. 83, n° 3, p. 65-86, 7 fig., 13 fig. h.-t. — Description de l'aménagement du débarcadère comprenant notamment une rampe en béton de 15,2 m de longueur et 4,3 m de largeur avec pente de 1:10, et un pont mobile de 14,3 m de longueur. — Etude de l'appontement reposant sur des caissons en béton armé de 15 m de longueur, 91 m de largeur et 13 m de hauteur. — E. 51098. CDU 627.134 : 624.157.2 : 624.012.45.

160-125. Appontement en béton préfabriqué. Techniques nouvelles de préfabrication lourde (Pre-cast concrete jetty. Novel techniques for heavy duty construction). *Engineering*, C.-B. (10 jan. 1958), vol. 185, n° 4792, p. 47-48, 5 fig. — Brève description d'un apponte-

ment construit sur la Tamise pour recevoir des navires de 14 000 t. — L'appontement est fondé sur soixante-douze pieux cylindriques creux de 10 à 19 m de long, constitués d'éléments préfabriqués de béton assemblés par post-tension suivant le procédé Lee-Mac Call. — E. 51300. CDU 627.33 : 624.012.3/45/6 : 624.154.

161-125. Ouvrages de protection des dunes dans l'île de Sylt (Allemagne) (Dünenchutzwerke auf Sylt). LAMPRECHT (H. O.); *Bautechnik*, All. (jan. 1958), n° 1, p. 16-20, 12 fig., 9 réf. bibl. — E. 51375. CDU 627.52.

162-125. Conception et construction des digues en terre pour la protection des côtes (The design and construction of earthen flood banks). MARSLAND (A.); *Instn Water Engrs*, C.-B. (1957), 23 p., 12 fig., 4 fig. h.-t., 11 réf. bibl. (Tiré de : *J. Inst Water Engrs*, vol. 11, n° 3, mai 1957, p. 236-258). — Exposé des divers types de désordres constatés; reconnaissance et essais de sols, technique de construction. — E. 50783. CDU 627.51/52 : 691.4.

163-125. Dignes portuaires sur la côte roumaine (Diguri portuare la coasta romine-asca). COTOVU (V.); *Hidrotehnica*, Roum. (juil.-août 1957), n° 4, p. 165-173, 10 fig., 2 réf. bibl. — Effet des tempêtes accompagnées de vagues exceptionnelles et du gel sur une grande digue de la côte roumaine, constituée d'enrochements et de blocs artificiels. — E. 49894. CDU 627.5 : 699.83.

Fid p Voies aériennes.

164-125. Le drainage des aérodromes. MEUNIER (G.), JEFFROY (G.); *Construction*, Fr. (nov. 1957), t. 12, n° 11, p. 413-420, 15 fig. — Etude des désordres causés dans les chaussées d'aérodromes par les eaux qui circulent dans la chaussée et dans le sol sous-jacent (à l'exclusion des problèmes d'évacuation des eaux de ruissellement sur des surfaces imperméables), et des méthodes de défense de ces chaussées. — Percolation de l'eau de pluie au travers des chaussées; variations du niveau phréatique; influence des eaux souterraines mises en charge; effets du lessivage des eaux de la nappe phréatique; remontées capillaires. Conclusions. — E. 50904. CDU 624.131.6 : 625.73 : 69.059.2/3.

165-125. La nouvelle piste d'envol de Marseille Marignane. MAZEN (H.); *Secrétaire. génér. Aviat. civ. Comm. (Minist. Trav. publ.)*, Fr. (15 jan. 1958), Bull. Liaison n° 94, p. 15-20, 1 fig. — Piste en béton de ciment de 2 400 m de longueur et de 45 m de largeur. Dalles de 25 cm d'épaisseur. — Fondation, calcul, joints, évacuation des eaux pluviales. — Prix de revient. — E. 51360. CDU 629.139.1 : 625.84.

166-125. Comment faire un bon usage de matériaux de qualité médiocre pour la réalisation d'une piste d'aérodrome (A lesson in how to make good use of poor materials). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (14 nov. 1957), vol. 159, n° 20, p. 40-42, 44, 48, 51, 10 fig. — Etude des méthodes employées pour la construction de la piste d'envol en béton de la base Dow de l'armée de l'Air américaine à Bangor (U. S. A.). On a coulé des dalles de 38 et 48 cm d'épaisseur. — E. 50601. CDU 629.139.1 : 625.84 : 691.322.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif j Souterrains.

167-125. Considérations sur la construction d'un tunnel routier sous le canal de la mer du Nord à la Baltique à Rendsburg (Allemagne)

(Grundgedanken zum Bau eines Fahrzeug-tunnels unter dem Nord-Ostsee-Kanal in Rendsburg). JENSEN (W.); *Bautechnik*, All. (jan. 1958) n° 1, p. 10-15, 11 fig., 3 réf. bibl. — Raisons qui ont fait préférer le choix d'un tunnel à un pont. — Etude du tracé. Le tunnel comportera dans chaque sens une chaussée de 6,8 m de largeur; longueur : 1 588 m. — Dispositions prévues pour la ventilation et l'éclairage. — E. 51375. CDU 624.194 : 625.72.

168-125. Fin des travaux de construction du tunnel sous l'eau à Hampton Roads (U. S. A.) (Major construction feat-subaqueous tunnel completed under Hampton Roads). *World Constr.*, U. S. A. (déc. 1957), vol. 10, n° 12, p. 32-34, 36, 7 fig. — Description de ce tunnel routier qui vient en sixième place dans le monde du point de vue de la longueur. Il est constitué de tubes métalliques à double enveloppe de 91,4 m de longueur avec tôle octogonale extérieure de 11,2 m de largeur et tube circulaire intérieur de 10,5 m de diamètre. — E. 51277. CDU 624.194 : 624.014.2.

169-125. Construction d'un tunnel sous l'eau avec dispositifs de commande automatique à la Nouvelle Orléans (Automatic tunnel unlocks New Orleans' traffic maze). SHU-TIEN LI; *Engng News-Rec.*, U. S. A. (12 déc. 1957), vol. 159, n° 24, p. 60-62, 64, 66, 8 fig. — Description des travaux de construction du tunnel routier sous le canal Harvey. Ce tunnel d'une longueur de 329 m est en béton armé et comporte des dispositifs de commande automatique de l'éclairage, de la ventilation et de la circulation. — Construction effectuée à l'abri de batardeaux. — E. 51092. CDU 624.194 : 693.55 : 624.157.1 : 696.

170-125. Concours ouvert en 1954 pour la construction d'un pont sur le Rhin ou d'un tunnel, à Cologne, dans le prolongement des rues Klappergasse-Gotenring) I. II. III. IV. (fin) (Wettbewerb 1954 zum Bau einer Rheinbrücke oder eines Tunnels in Köln im Zuge Klappergasse-Gotenring). SCHÜSSLER (K.), BRAUN (F.); *Stahlbau*, All. (août 1957), n° 8, p. 205-217, 17 fig.; (sep. 1957), n° 9, p. 253-274, 46 fig.; (oct. 1957), n° 10, p. 294-312, 39 fig.; (nov. 1957), n° 11, p. 326-348, 46 fig., 3 réf. bibl. — Caractéristiques des projets présentés. — E. 49222, 49668, 50107, 50606. CDU 624.01 : 624.19/21.

171-125. Mise en service des tunnels de Velsen (De Velsertunnels in gebruik genomen). *Wegen*, Pays-Bas (oct. 1957), n° 503, p. 284-301, 22 fig. — Inauguration des tunnels. Caractéristiques techniques; ventilation; comparaison avec les tunnels routiers réalisés antérieurement. — E. 50980. CDU 624.194.

172-125. Problèmes relatifs à la construction de tunnels routiers dans les Alpes (Probleme um den Bau von Alpenstrassentunnel). PENDL (A.); *Oesterr. Bauzeitsch.*, Autr. (oct. 1957), n° 10, p. 217-230, 18 fig., 27 réf. bibl. — Conditions géographiques, problèmes techniques, considérations économiques; étude de divers projets : tunnel sous le Mont Blanc, tunnel du Grand St-Bernard, tunnel du St-Gothard, tunnel de St-Bernardin, tunnel du Brenner, tunnels de Radstädter Tauern et de Katschberg, tunnel Mallnitzer Tauern, tunnel de Loibl. — E. 50647. CDU 624.192 : 625.7.

Fif m Ponts.

173-125. Pont mixte rail et route sur le canal latéral à la Lippe (38,375 km) destiné à desservir les usines Chemische Werke Hüls A. G., Marl (Allemagne) (Kombinierte Eisenbahn-Kanal — km 38,375 — über den Lippe-Seiten-Kanal der Chemischen Werke Hüls

A. G., Marl). DORNEN (A.), TRITTLER (G.); *Stahlbau*, All. (jan. 1958), n° 1, p. 7-9, 8 fig., 6 réf. bibl. — Pont métallique à treillis à travée unique de 58 m de portée. — Emploi de boulons à haute résistance précontraints. — E. 51373. CDU 624.28.014.2 : 624.078.2

174-125. Le nouveau pont d'Ivry sur la Seine (France). THIBAUT (A.); *Acier*, Fr. (déc. 1957), n° 12, p. 491-496, 15 fig. — Pont à poutres métalliques continues soudées, à travée centrale de 65 m entre deux travées de rive de 39 m. — Fondations sur pieux flottants (pieux verticaux en béton armé de $0,4 \times 0,4$ m de section et 15 m de fiche, pieux inclinés pour les culées, en H. N. 28 de 20 m de fiche, battus en plusieurs tronçons soudés bout à bout). Le tablier comporte neuf poutres principales espacées de 2,5 m d'axe en axe. Contrôle de l'acier et des soudures, essais, montage. — E. 50950. CDU 624.27.014.25 : 624.155.

175-125. Les ponts d'Oak et de Middle Arm (The Oak Street and Middle Arm bridge). OSIPOV (L.); *Engng J.*, Canada (déc. 1957), vol. 40, n° 12, p. 1818-1824, 9 fig. — Ponts destinés à améliorer la circulation entre Vancouver et les îles Lulu Island et Sea Island. — Oak Street : poutres continues métalliques rivées sur trois travées (longueur totale : 116 m) et soudées sur 5 travées (longueur totale : 183 m); viaducs d'accès : poutres continues en béton armé. — Middle Arm : travée tournante (53,5 m), viaducs d'accès : poutres en béton précontraint. — E. 51155. CDU 624.27.014.3 : 624.8.

176-125. Etude du viaduc et de la station de véhicules de l'Eastern Approach, à Plymouth (Design of the Eastern approach viaduct and coach station, Plymouth). JEFFREY (N. M.); *J. Inst. munic. Engrs*, G.-B. (jan. 1958), vol. 85, n° 1, p. 1-9, 6 fig. — Dans le cadre de l'aménagement de la voirie urbaine, a été construit notamment un viaduc en béton armé, constitué de deux structures indépendantes de 137 m de long. L'intervalle entre ces deux viaducs est couvert par un dallage en verre. — E. 51258. CDU 624.27.012.45 : 625.712.

177-125. Le nouveau pont en béton précontraint sur l'Adda à Rivolta (Italie) (Il nuovo ponte sull'Adda a Rivolta in cemento armato precompresso). SAROLLI (V.); *Ingegnere*, Ital. (nov. 1957), n° 11, p. 1005-1009, 6 fig. — Pont à poutres sur cinq travées de 31,4 m, avec piles et culées reposant sur des pieux tronconiques SCAC en béton centrifugé. — Tablier porté par cinq poutres en béton précontraint espacées de 1,7 m, préfabriquées sur le chantier. Calcul statique des poutres, mise en place, dispositifs d'ancrage des câbles de précontrainte. Calcul des pieux. — E. 50818. CDU 624.27.012.46 : 624.15.5.

178-125. La reconstruction du pont Sonnenberg à Brunswick (Allemagne). REHLING (K.); *Acier*, Fr. (déc. 1957), n° 12, p. 499-507, 17 fig. — Pont à poutres de type mixte à travée unique de 53,7 m de portée, comportant trois poutres métalliques principales composées et rivées, reliées par deux entretoises placées aux tiers de la portée et une dalle en béton précontraint de 9,4 m de largeur totale solidaire seulement des poutres principales. Etude du mode de liaison du béton à la charpente métallique. Bases des calculs. Montage. Essais et vérifications. — E. 50950. CDU 624.27.016/14/12.46.

179-125. Franchissement d'une ligne à voie unique de la Reichsbahn par une dalle biaise ($\beta = 27^\circ$) en béton armé (Überbrückung einer eingleisigen Reichsbahnstrecke durch eine schief bewehrte, schiefe Stahlbetondecke). — ABEGG (A.), LIPFOLD (P.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (nov. 1957), n° 11, p. 481-484,

9 fig., 9 réf. bibl. — Caractéristiques et calcul de l'ouvrage; commentaire critique. — E. 50459. CDU 624.27 : 624.073 : 624.012.45.

180-125. Construction du pont de la Raterie sur la Sarthe. Bow-string précontraint de 65 m de portée. DAZELLE (P.); *Ingr. Constr.*, Fr. (déc. 1957), n° 11, p. 541-545, 547, 8 fig. — Description de cet ouvrage : arcs creux paraboliques, à section de 2,1 m de haut et 1,3 m de large; tablier constitué par une dalle de 13,9 m de largeur totale et de 0,2 m d'épaisseur, raidie par des traverses en béton précontraint et dont la précontrainte longitudinale, par armatures de 65 t, équilibre la poussée des arcs. Fondations sur caissons havés. — Caractéristiques des matériaux utilisés. Exécution des travaux. Essais spéciaux et épreuves. — E. 51080. CDU 624.6.012.46 : 624.21.025.

181-125. Ouvrage de franchissement de l'Ij et du canal de la mer du Nord. — I. près d'Amsterdam. — II. près de Schellingwoude (Oeververbindingen van het Ij en het Noordzeekanaal nabij Amsterdam. I. Ij-oeververbindingen te Amsterdam. II. Ij-oeververbindingen Schellingwoude). VAN WALRAVEN (A.); TEN BOKKEL HUIJINK (H.); *Ingenieur*, Pays-Bas (27 sep. 1957), n° 39, p. B. 73-B. 79, 7 fig.; (25 oct. 1957), n° 43, p. B. 95-B. 107, 18 fig. — Ensemble d'ouvrages comportant notamment un pont métallique bow-string avec viaducs d'accès en béton précontraint sur le canal Amsterdam-Rhin, et un ouvrage sur l'Ij extérieur, formé d'un pont métallique bow-string, d'une double travée basculante, et des viaducs d'accès en béton précontraint. — E. 49758, 50203. CDU 624.6/8.014.2 : 624.27.012.46.

182-125. Pont-route de Tancarville. — Chambre de Commerce du Havre — Ponts et Chaussées de la Seine Maritime, Fr. (mai 1957), 29 p., 44 fig. — Description complète de l'ouvrage. — Etude du projet, essais sur modèles réduits. Caractéristiques du tablier, des câbles, des massifs d'ancrage, des pylônes, du viaduc d'accès. — E. 50465. CDU 624.5 : 624.27.012.46.

183-125. Evolution et réalisation des dispositifs de commande des ponts basculants Scherzer (Entwicklung und Gestaltung von Scherzer-Klappbrücken-Antrieben). BREITWIESER (H.), BALDAUF (L.); *Stahlbau*, All. (jan. 1958), n° 1, p. 9-15, 20 fig. — Travée en treillis pourvue d'un support en secteur circulaire, qui réalise la bascule en roulant sur la travée fixe voisine. — E. 51373. — CDU 624.8 : 621.86.

183*-125. Franchissement d'un lac par un pont flottant reposant sur des pontons en béton de grandes dimensions (Bridge floats across lake on big concrete pontoons). *Constr. Methods*, U. S. A. (nov. 1957), vol. 39, n° 11, p. 132, 136, 138-139, 142-143, 13 fig. — Description de l'ouvrage de 1 km de long au total établi sur le lac Okanagan. Outre un pont de 220 m de long sur trois travées et deux travées d'accès en construction métallique, cet ouvrage comporte un pont flottant de 660 m de long, porté par des pontons en béton armé de 60×15 m. La chaussée est établie directement sur la plateforme supérieure des pontons situés en partie centrale de ce dernier ouvrage, tandis que les pontons d'extrémité portent une superstructure métallique sur laquelle la chaussée rejoint le niveau des autres ouvrages. — E. 50721. CDU 624.87 : 624.012.45 : 624.014.2.

183*-125. Un système simple de montage des arcs lourds en béton armé préfabriqués pour la construction des ponts. (Possibilités nouvelles de préfabrication pour les ponts en arc) (Un sistem simplu pentru montarea arcelor grele

din beton armat prefabricat la poduri. Possibilitati noi pentru prefabricarea podurilor in arc). VOROBICIU (O.); *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1957), n° 9, p. 483-495, 9 fig. — E. 50625. CDU 624.21.059 : 624.6 : 624.012.3/45.

Fif muj Pont à travées de grande portée.

184-125. De nouveaux procédés destinés à réduire le poids des ponts permettent la réalisation de travées de grande portée (New ways to cut bridge weight lead to record spans). HOTCHKISS (J. G.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (7 nov. 1957), vol. 159, n° 19, p. 36-38, 40, 44, 46, 48, 51, 20 fig. — Exposé d'ensemble sur la technique allemande de reconstruction des ponts (principalement des ponts métalliques) après la Deuxième Guerre Mondiale. — Nouvelle conception du tablier : construction mixte acier-béton; revêtements en asphalte. — Spécifications concernant les aciers. — Description succincte des ponts suspendus de Cologne-Rodenkirchen et de Cologne-Mülheim, des ponts à poutres de Bonn-Beuel, de Düsseldorf-Neuss et du pont Porta sur la Weser. — E. 50600. CDU 624.21.014/16/12 (43).

Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

Foc Entretien. Réparations. Comportement des ouvrages. Déplacement des ouvrages.

185-125. Symposium sur l'observation des ouvrages (Symposium on the observation of structures). — R. I. L. E. M., Fr. — *Labor. nacion. Engenharia civ.*, Portug. (1955), 2 vol. — I : 228 p., 40 fig. — II : 1027 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2351 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 51047-51048. CDU 69.001.5 : 624.2/9 : 627.8 (061.3) (100).

186-125. La transmission des sollicitations constitue le point important des travaux d'aménagement du chemin de fer souterrain (de Brooklyn) (Load transfer is key to subway job). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (19 déc. 1957), vol. 159, n° 25, p. 38, 40, 42, 46, 8 fig. — Exposé des difficultés dues au fait que les travaux, notamment le percement de galeries et les reprises en sous-œuvre, ne doivent pas gêner le trafic. — E. 51262. CDU 624.193 : 624.159.4 : 624.042.

Fod Modifications. Démolitions. Désordres. Renforcement.

187-125. Structures des monuments anciens et leur consolidation. PAQUET (J. P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1958), n° 122, (Tech. gén. Constr. : 21), p. 115-140, fig. — La technique de la restauration des monuments historiques n'est pratiquée que par un nombre très restreint de techniciens spécialisés, et pour cette raison, relativement peu connue. Les édifices anciens ont été construits selon des principes très différents et les problèmes que pose leur consolidation varient dans une très large mesure, selon leur structure. L'étude de ces problèmes procède d'un travail d'analyse faisant appel à l'observation directe et au raisonnement mathématique. Il faut à ce sujet toujours tenir le plus grand compte de la réalité pour déterminer les hypothèses : très souvent celles que l'on adopte de façon classique ne sont plus valables. Par contre, certaines considérations d'ordre théorique, moins couramment

utilisées, permettent de mettre en lumière et d'expliquer plusieurs phénomènes de résistance des maçonneries. Il en est ainsi du frottement interne dû au liaisonnement, dans les parties comprimées, ou bien de la création naturelle d'articulations dans les édifices gothiques. Exemples de restaurations importantes et de consolidation de structures pour la plupart desquelles il a été fait appel au béton armé et au béton précontraint. — E. 51802.
CDU 624.01 : 725.9 : 72.032/3 : 69.059.

188-125. Souterrain de Genevreuille. OUDOTTE (G.), GUITAUT (F.); *Travaux*, Fr. (déc. 1957), n° 278, p. 589-598, 16 fig. — Rappel des désordres survenus à ce tunnel ferroviaire de 621 m depuis sa construction. — Exposé des travaux

de remise en état et de consolidation entrepris en 1955-1956. — E. 50603.

CDU 69.059.32/5 : 624.193 : 625.1.

189-125. Décapitée depuis plusieurs mois la Tour Eiffel a grandi de 30 m grâce à une antenne de télévision ultra-moderne. *Serrur. Constr. métall.*, Fr. (nov. 1957), n° 89, p. 4-5, 7, 9, 61, 9 fig. — Description de la nouvelle installation; calcul et montage de la surélévation. Etude de l'action du vent. — E. 50736.
CDU 624.97 : 621.39 : 69.059.35 : 624.04.

190-125. L'usure des chaussées par fissuration résultant d'effets de fatigue, soit par déflexions répétées, soit par martèlement. DURIEZ (M.); *Schweiz. Archiv. Suisse* (nov. 1957), n° 11, p. 366-372. — Parmi les causes

de dégradation ou d'usure des chaussées sous l'influence du trafic, on peut citer le phénomène d'altération par dépassement de la limite d'endurance des revêtements, sous deux effets différents : soit, pour certains types de chaussées, les effets dus à l'amplitude des déflexions sous les charges roulantes; soit, pour d'autres types de chaussées, la désorganisation due au martèlement produit par les véhicules rapides, qui se montre particulièrement net dans certains cas, par exemple dans le cas du tapis souple posé directement sur béton de ciment ancien ou sur vieux pavage. — A l'occasion de ce développement, les différents modes de fissuration des chaussées sont passés en revue par le conférencier. — E. 50793.
CDU 69.059.2 : 625.8 : 624.042/3.

II. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir; toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris XVI^e.

B-2338. Techniques de l'ingénieur. Mise à jour périodique. — *Techniques de l'Ingénieur*, 21, rue Cassette, Paris, Fr. (1957), n° 6-7 : Construction C7 et C8, 160 p., nombr. fig. — Urbanisme. Les marchés de travaux : marchés de travaux publics, marchés de travaux privés. Organisation technique, administrative et financière des chantiers et des entreprises. Mécanique des sols. Etanchements et consolidations. Maçonnerie. Béton précontraint. Assainissement. Eclairage électrique. Conduits de fumée. Ventilation des locaux. — E. 50914.

B-2339. Métallurgie et construction. LIPS (E. M. H.); *Bibliothèque Technique Philips* — en vente : Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1957), 1 vol. (15,5 × 23 cm), xiv + 257 p., 226 fig., F 2 800. — Le présent ouvrage est la traduction française du manuel « Engineering metallurgy ». — L'auteur y a réuni sous une forme condensée mais particulièrement claire et pratique, un ensemble de données indispensables à l'ingénieur. — Après avoir exposé l'état actuel des méthodes d'essais mécaniques et des résultats qu'elles permettent d'atteindre, l'auteur traite des diagrammes d'équilibre binaire en s'appuyant sur les diagrammes fondamentaux fer-cimentite et fer-graphite. — Il passe en revue les principaux alliages ferreux et non ferreux et leurs traitements thermiques, ainsi que les méthodes à utiliser pour les mettre en forme avec ou sans enlèvement de copeaux, ou pour les assembler. — Ce traité de physico-chimie des produits métallurgiques rendra de grands services au technicien chargé de mettre en œuvre les métaux, en tirant le meilleur parti de leurs possibilités. — E. 51102.

B-2340. Manuel des industries thermiques. Chauffage. Fumisterie. Ventilation. Conditionnement d'air. I. — *Comité scientifique et technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation* 7, rue du Quatre-Septembre, Paris, Fr. — Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1958), 1 vol. (15 × 24 cm), 369 p., nombr. fig., F 4 680. — Depuis longtemps les techniciens français du chauffage, de la

ventilation et du conditionnement de l'air désiraient posséder une « bible technique » analogue aux guides publiés aux U. S. A., en Allemagne et en Grande-Bretagne. Répondant à ce désir, le présent ouvrage, qui comprendra trois tomes, met à leur disposition l'outil de travail le plus utile. — Pour chaque paragraphe de l'ouvrage, a été fait un choix des données les plus importantes, mais aussi les plus sûres, et les données incertaines ont été systématiquement exclues. — Généralités. Terminologie, unités, symboles. Notions de thermodynamique. Mécanique des fluides. Transmission de chaleur. Physiologie. Thermique des bâtiments. Infiltrations; ventilation naturelle. Déperditions. Charges frigorifiques. Combustibles, combustion et source de chaleur. Brûleurs; avant-foyers; alimentation en combustible. — Chaudières. Générateurs d'air chaud. — E. 51755.

B-2341. Le béton armé. — Edit. : *Revue des Matériaux de Construction et des Travaux publics*, 19, rue Lafayette, Paris, Fr. (s. d.), 1 vol. (14 × 21 cm), 98 p., 75 fig., F 470. (En vente aux Edit. Eyrolles, 61, Bd. St-Germain, Paris, Fr.). — Le présent manuel a pour objet de donner à tous ceux qui ont à assurer l'exécution d'ouvrages dans lesquels le béton armé intervient en totalité ou en partie, quelques notions simples leur permettant de comprendre comment ont été calculés les éléments constitutifs de ces ouvrages et pourquoi il importe qu'ils soient exécutés avec la plus grande précision. — Cette étude se limite à la construction en béton traditionnelle qui est exécutée entièrement sur le chantier. Les procédés modernes de construction, la préfabrication et la précontrainte qui impliquent l'intervention de spécialistes n'y sont que sommairement mentionnés. — La brochure intéressera, outre les exécutants, les techniciens non spécialement orientés vers ce genre de travaux et tous ceux qui ont à faire construire des immeubles d'habitation ou de travail. — E. 50750.

B-2342. Petit formulaire de résistance des matériaux (à l'usage des élèves des Ecoles

industrielles). T. I. Théorie. — T. II. Applications. — NACHTERGAL (A. et C.); Edit. : A. de Boeck, 265, rue Royale, Bruxelles, Belg. — *Desforges*, 29, quai des Grands-Augustins, Paris, Fr. — (1957), 2 vol. (14,5 × 16,5 cm), t. I (8^e édit.) 160 p., 286 fig., F 780 — t. II (4^e édit.), 84 p., 115 fig., F 450. — T. I. Notions fondamentales de mécanique statique et graphostatique. — Traction, compression, cisaillement. Joints. Rivures des réservoirs, assemblages soudés. Moments d'inertie. Flambage; colonnes en bois, métalliques, en treillis, en fonte. Flexion. Pièces encastrees à une extrémité et libres à l'autre; pièces reposant sur deux appuis; pièces avec un ou deux porte-à-faux; pièces encastrees à une extrémité et posées librement à l'autre; pièces encastrees aux deux extrémités. — Poutres continues. Torsion. Résistances composées. Réservoirs. — Le tome II contient plus de 225 applications : certaines sont résolues; les solutions sont indiquées pour les autres. — E. 51019 — 51020.

B-2343. Etude géotechnique de la région de Casablanca (Géologie, matières premières minérales, sols). DELARUE (J.), DESTOMBES (J.), JEANNETTE (A.); ROEDERER (P.), VERGERIO (R.); *Editions du Service géologique du Maroc*, Rabat, (1956). Notes et Mémoires n° 130, 1 vol. (16,5 × 25 cm), 178 p., 67 fig., 2 pl. h.-t., 1 carte h.-t., F 2 000, (Ministère de la Production industrielle et des Mines). — Le but poursuivi par le présent mémoire est de décrire la géologie de la région, de préciser les affleurements des diverses formations, de donner pour chacune d'elles les caractéristiques qui intéressent l'utilisateur des richesses minérales ou le constructeur, et de faire l'inventaire des exploitations actuelles. — Après une étude d'ensemble, le mémoire reprend chacune des diverses formations, étudie les problèmes qu'elles posent au constructeur (problèmes de fondations, problèmes routiers), les applications industrielles auxquelles elles se prêtent, la qualité des produits finis qu'on peut en tirer (agrégats de construction, moellons et pavés, chaux, terre cuite, ciment). — E. 50544.

B-2344. Cinquième Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Lisbonne-Porto (25 juin-2 juillet 1956). — *Ass. internationale. Ponts Charpentes*, Suisse (1957), Rapport final, 1 vol. (18 × 24,5 cm), 696 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — (Communications officielles respectivement en français, en anglais, en allemand, en portugais). — L'ouvrage présente le compte rendu complet du Congrès et donne le texte des conclusions et suggestions adoptées, le texte des différents rapports présentés au cours des séances de travail, ainsi que le texte des discussions auxquelles ils ont donné lieu. — I. *Sollicitations des ponts et des charpentes* : Comportement des matériaux et des ouvrages sous les actions statiques de longue durée et sous les actions dynamiques (vibrations, fatigue, chocs). — II. *Voiles minces, dalles, parois minces* : Calcul général (élastique et plastique), méthodes expérimentales. Adaptation des méthodes de calcul aux constructions métalliques et aux constructions en béton armé. — III. *Les constructions métalliques soudées* : Etude systématique des formes constructives. Procédés de soudage utilisés dans la réalisation des assemblages. — IV. *Constructions en acier et en alliages légers* : Constructions légères en acier, en alliages légers, ossatures diverses (pylônes); entretien des constructions métalliques. — V. *Questions spéciales relatives au béton armé et au béton précontraint* : Fissuration (utilisation des aciers à haute résistance ou à haute adhérence, ancrages, répartition des armatures, effort tranchant). Altération des constructions sous l'influence des agents atmosphériques et des variations de température. Sécurité (calcul à la fissuration, à la rupture). — VI. *Pratique du béton armé et du béton précontraint* : Réalisation de la construction (échafaudages, coffrages, fabrication et contrôle du béton, transport du béton, liaison d'éléments préfabriqués, observations, contrôle et entretien des ouvrages). — E. 50533 A.

B-2345. Manuel du dessin de détail normalisé des constructions en béton armé — ACI 315-57 (Manual of standard practice for detailing reinforced concrete structures). — *American Concrete Institute*, P. O. Box 4754, Redford Station, Detroit 19, Michigan, U. S. A. (1957), 1 vol. (22 × 28 cm), 86 p., nombr. fig. — \$ 4.00. — Manuel préparé par une Commission de l'A. C. I. et adopté comme norme par cet organisme. — Recueil de dessins-types commentés, précédé d'une introduction sur l'exécution des dessins en général, et sur les caractéristiques des armatures. — L'ouvrage est divisé en deux parties : bâtiment et ponts. Son but est de fournir aux dessinateurs des méthodes et des règles unifiées, destinées à améliorer l'exécution des constructions en béton armé, tout en réduisant le travail des bureaux d'étude. — E. 51000.

B-2346. Bibliographie de sismologie technique — 1954 — (Bibliography of engineering seismology, 1954). HOLLIS (Ed. P.); Edit. : *The Earthquake Engineering Research Institute*, 465 California Street, San Francisco 4, Californie, U. S. A. (1954), 1 vol. (21 × 27 cm), iv + 146 p. — Importante bibliographie critique d'ouvrages et d'articles sélectionnés, pour la plupart américains. — Une première partie

indique les différentes sources utilisées pour l'établissement de la bibliographie. — Les documents sont classés dans les trois parties suivantes : géologie, géodésie et sismologie; sismométrie et dynamique des constructions et des sols; conception et construction dans les régions affectées par les séismes. — Une brève appréciation définit l'intérêt de chacun d'eux. — E. 50953.

B-2347. Manuel de la corrosion et de l'usure des réacteurs refroidis par l'eau (Corrosion and wear handbook for water-cooled reactors). DEPAUL (D. P.); Edit. : *McGraw-Hill Publishing Company Ltd*, McGraw-Hill House, 95, Farringdon Street, Londres, EC.4, G.-B. (1957), 1 vol. (20 × 26,5 cm), ix + 293 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., s. 46/6d. — Le présent manuel est le sixième d'une série sur la technologie des réacteurs éditée sous les auspices de la Commission de l'Energie atomique des Etats-Unis. — Il est consacré aux problèmes découlant de l'emploi de l'eau pour le refroidissement des réacteurs. — Principes fondamentaux et données essentielles indispensables aux ingénieurs et techniciens qui se trouvent pour la première fois aux prises avec les problèmes associés à l'emploi de l'eau comme fluide de refroidissement. — Indications détaillées sur les types spéciaux de corrosion et les problèmes pratiques relatifs à l'usure. — E. 51024.

B-2348. Manuel de la lutte contre le bruit (Handbook of noise control). HARRIS (G. M.); Edit. : *McGraw-Hill Publishing Company Ltd*, McGraw-Hill House, 95 Farringdon Street, Londres, EC. 4, G.-B. (1957), 1 vol. (16 × 23,5 cm), ix + 1036 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — £. 6.4s. — Ouvrage collectif en quarante chapitres dus à quarante-six spécialistes américains et constituant une véritable encyclopédie du bruit. — Principales divisions du livre : propriétés des sons, effets du bruit sur l'homme, lutte contre les vibrations, mesure du bruit, techniques de la lutte contre le bruit, la lutte contre le bruit dans les bâtiments, sources du bruit et exemples de lutte contre le bruit, lutte contre le bruit des machines et de l'équipement électrique, lutte contre le bruit dans les transports. Le bruit dans les agglomérations, les aspects juridiques des problèmes du bruit. — E. 50884.

B-2349. Le fondement scientifique de l'étude des routes (The scientific basis of road design). WOOLVERTON (F. L. D.); Edit. : *Edward Arnold, Publishers, Ltd.*, 41 Maddox Street, Londres W. 1, G.-B. (1954), 1 vol. (15,5 × 23,5 cm), xvii + 364 p., 26 fig., 118 réf. bibl., 60s. — Dans le présent ouvrage l'auteur s'est efforcé de faire une synthèse de toutes les connaissances indispensables à l'ingénieur chargé de la construction des routes, et de combler la lacune existant entre la mécanique des sols et la pédologie. — Classification des sols, chimie et physique des sols. Les fondements électro-chimiques de l'étude des routes. Variations de volume des sols. — La fraction argileuse et les limites de consistance. Buts de l'étude des routes et du choix des matériaux appropriés. — Stabilisation des sols pulvérulents. — Caractéristiques de construction des routes : fondation,

couches de base, couches de surface, accotements. — E. 50955.

B-2350. La construction des routes en béton (Der Betonstrassenbau). MILKE (H.); Edit. : *Hans-Christoph Reissner*, Garstnstr. 61 a., Berlin-Lichterfelde 1, All. (1957), 1 vol. (15 × 21 cm), 80 p., 14 fig., 16 fig. h.-t., DM 6.80. — Le présent ouvrage constitue le premier volume d'une série consacrée aux activités des grandes entreprises allemandes. — Le lecteur y trouvera exposées de façon claire les notions élémentaires indispensables concernant la route en béton. — Aperçu historique. — Indications pratiques sur la construction de la route en béton, principes fondamentaux de l'étude du revêtement. La fondation et le sous-sol. — Caractéristiques des ciments et des agrégats. Description des machines et équipements de chantier. Confection et mise en place du béton. Contrôles, entretien. — Bibliographie. — Normes. — E. 50971.

B-2351. Symposium sur l'observation des ouvrages (Symposium on the observation of structures). — *Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions* (R. I. L. E. M.), 12, rue Brancion, Paris, Fr. — *Laboratorio nacional de Engenharia Civil*, Avenida do Brasil, Lisbonne, Portugal (1955), 2 vol. (17 × 25 cm). — I : 228 p., 40 fig. — II : 1 027 p., nombr. fig. — Le R. I. L. E. M. a organisé à Lisbonne en octobre 1955, avec la collaboration du Laboratoire national de Génie civil du Portugal, un Symposium sur l'observation des ouvrages. — Le compte rendu comprend deux volumes. — Le volume I donne le texte du rapport général (en anglais et en français) et des discussions conduites entre les 39 participants sur les thèmes suivants : Description et caractéristiques des appareils et des méthodes pour les mesures de déplacements, ouverture des joints, fentes et rotations, déformations, contraintes, forces, température et humidité. — Evaluation des propriétés des matériaux. — Programme, description et interprétation des résultats d'observations d'ouvrages. — Le volume II comporte les textes des 54 communications présentées sur les méthodes d'auscultation des différentes parties de barrages, ponts et autres ouvrages, et sur leurs résultats. — E. 51047, 51048.

B-2352. Théorie et calcul des voiles. Voiles de révolution (Teoria e calculo das cascas. Cascalas de revolução). GRAVINA (P. B. J.); Edit. : *Escola Politécnica da Universidade de São Paulo*, Praça Cel. Fernando Prestes, 74, São Paulo, Brésil (1957), 1 vol. (19 × 25,5 cm), xii + 336 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Après une étude mathématique détaillée des propriétés des voiles de révolution et de leurs conditions d'équilibre, l'auteur expose la théorie de la membrane pour les voiles de révolution soumis à des charges à symétrie axiale, et la théorie de la flexion dans le même cas (méthode rigoureuse et méthodes approchées). — Ces exposés sont suivis d'exemples de calcul. — L'ouvrage est complété par de nombreux tableaux de paramètres calculés. — E. 51049.

(Reproduction interdite.)

Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (30)

LES CALCULS DE SÉCURITÉ EN MATIÈRE DE FONDATIONS

par **M. Robert LÉVI.**

Ingénieur en Chef honoraire des Ponts et Chaussées,
Directeur des installations fixes de la S. N. C. F.

*Conférence faite le 24 juin 1957 au Comité Français
de la Mécanique des sols*

RÉSUMÉ

L'auteur dégage les principes qu'il convient de suivre pour appliquer les considérations de probabilité aux problèmes de mécanique des sols. L'écart mesuré en écarts quadratiques moyens par rapport à la moyenne constitue un indice de l'anomalie qui présente une signification indépendante de l'étendue numérique de la dispersion.

En mécanique des sols il y a de nombreux éléments aléatoires ou moins indépendants les uns des autres tels que l'angle de frottement, la cohésion, le dépassement des sollicitations normales, l'hétérogénéité du terrain, l'action du temps et des intempéries. Tous ces éléments ne sont pas accessibles à l'analyse statistique et ne sont souvent justifiables que d'évaluations grossières. L'auteur montre comment on peut tenir compte de la combinaison des effets de plusieurs éléments aléatoires et enfin décrit en détail la méthode à employer pour calculer les influences dispersives.

SUMMARY

The author sets forth the principles to be followed in the application of considerations of probability to problems in soil mechanics. The divergence measured in mean quadratic divergences in relation to the average represents an indication of the anomaly which has a significance independent of the numerical spread of the dispersion.

In soil mechanics there are numerous contingent or less interdependent factors such as the angle of internal friction, cohesion, abnormal strain, heterogeneous nature of the soil, climate and weathering. Not all these factors may be statistically analysed and may often be only roughly evaluated. The author shows how the combination of the effect of several contingent factors may be taken into account and lastly gives a method for calculating factors effecting dispersion.

EXPOSÉ DE M. ROBERT LÉVI

Je suis très flatté d'avoir l'occasion d'exposer devant votre Comité mes idées sur la manière raisonnable d'obtenir une sécurité suffisante en certaines matières et notamment dans celle de la mécanique des sols.

Par contre je crains de vous décevoir, car je me bornerai à exposer ces idées sans énoncer de règles précises. Je ne respecterai donc pas le titre erroné qui a été donné par avance.

En fait je n'ai pas une connaissance suffisante des lois de la mécanique des sols pour traiter moi-même ce problème autrement qu'en dégagant les principes qu'il convient de suivre. Telle a été d'ailleurs mon intention quand je rédigeai pour le troisième Congrès de l'Association des Ponts et Charpentes un rapport relatif à l'application des considérations de probabilités à la sécurité des constructions et que j'intitulai « Recherche d'une méthode concrète ».

J'espérais que d'autres sauraient développer ces principes et qu'on parviendrait, ainsi à une amélioration des règles inscrites dans les divers règlements. Il n'en a rien été et il m'a fallu reprendre le bâton de pèlerin.

Pourtant l'application de la méthode probabiliste ne rencontre pas de difficulté de calculs sérieuse et elle permet au contraire de découvrir bien des faits qui passent en général inaperçus. La répugnance du public pour cette méthode est plutôt psychologique. Bien des gens s'imaginent que la théorie des probabilités n'est qu'un jeu factice; ils seraient les premiers à s'effaroucher de voir énoncer des règles de sécurité nettement plus libérales ou nettement moins libérales que les règles usuelles; ils sont aussi les premiers à s'indigner lorsqu'après des études longues et difficiles à suivre, on leur présente des règles voisines de celles-ci.

Je suis donc très heureux de parler devant vous, parce que cette occasion permettra peut-être de faire démarrer l'application des méthodes de calculs probabilistes dans un domaine où les habitudes n'ont pas encore un caractère sacro-saint et de les faire démarrer ab ovo, si j'ose dire.

Le sujet annoncé était : Les coefficients de sécurité en matière de fondations.

Je n'hésiterai pas à vous déclarer immédiatement que je suis l'ennemi de cette expression de coefficients de sécurité. J'admets que le raisonnement conduise à l'utilisation de coefficients de majoration ou de minoration pour atteindre un degré de sécurité convenable; mais les coefficients ainsi trouvés sont des aboutissements et non des points de départ. Or, en général, les techniciens qui ont à la bouche l'expression de coefficients de sécurité ne les ont jamais raisonnés; ils ont dans leur mémoire le souvenir de divers coefficients de sécurité : 2, 3, 3,5, 4 ou 5 et ils choisissent, quand ils ont la liberté du choix, d'après leur seule inspiration.

Je donnerai en exemple, celui des pylônes supportant des lignes électriques; la règle est de prendre un coefficient de 3; mais un règlement lui substitue un coefficient de 5 pour les pylônes aux abords desquels le public est appelé à stationner. Qu'est-ce que cela signifie? Le coefficient 3 donne déjà une probabilité de rupture absolument insignifiante, de l'ordre

d'un millionième qui devrait convenir dans tous les cas; par extrapolation, on peut en déduire que le coefficient 5 donne une probabilité des centaines de milliards de fois plus faibles. Par conséquent, en majorant de 30 % la dépense on opère comme s'il fallait mettre l'humanité en situation de ne pas déplorer un seul accident pendant des milliards d'années; c'est évidemment un luxe hors de toute mesure.

Le fait même que vous avez souhaité m'entendre prouve combien est douteux le choix des coefficients à admettre dans le cas des fondations; cette indécision, cette absence d'idée préconçue est un élément favorable pour qu'on puisse bâtir une méthode rationnelle.

Il paraît inutile d'insister sur la nécessité d'introduire la notion de probabilités plutôt que de maintenir l'usage de coefficients arbitraires que l'on baptise coefficients de sécurité, mais qui sont en réalité des instruments de camouflage pour dissimuler l'incapacité de tout raisonnement sain.

Tout a été dit à ce sujet excellemment par M. Marcel Prot dans un rapport introductif à l'Association Internationale des Ponts et Charpentes en 1947.

Je me bornerai, sur le plan des principes, à donner quelques chiffres qui éclairent le débat.

Supposons que la sécurité dépende d'un seul élément dont la valeur ne peut être connue avec précision, mais dont nous savons à peu près comment elle s'éloigne en plus ou en moins de sa valeur moyenne. On définit son écart moyen par rapport à cette moyenne ou plutôt, son écart quadratique moyen.

En première analyse, on peut raisonner en admettant que la dispersion suit la loi normale qu'on appelle habituellement la loi de Gauss quoiqu'elle ait été énoncée par Laplace quand Gauss avait quatre ans et qui en réalité a été trouvée par Moivre.

Dans cette hypothèse, la valeur moyenne est également la médiane, c'est-à-dire qu'on a 50 % de chances de la voir dépasser; ce serait évidemment une sécurité insuffisante. Si on assigne à cet élément une valeur située, dans le sens favorable à la sécurité, à un écart quadratique moyen (1 é.q.m.) de la moyenne, la probabilité de dépassement n'est plus que de 16%; c'est encore trop pour qu'on puisse considérer la sécurité comme suffisante. Si maintenant on passe à 3 é.q.m., la probabilité de dépassement tombe à 15/10 000; cette probabilité est déjà tolérable dans beaucoup de constructions. Si enfin on va à 5 é.q.m., la probabilité de dépassement devient inférieure au millionième; la sécurité est alors démesurée.

De cette comparaison, il résulte que la marge de sécurité, comptée en écarts quadratiques moyens, doit avoir une dimension à peu près déterminée sur laquelle il n'est pas utile de discuter longuement. Prenons, si nous le pouvons, une probabilité de ruine d'un millionième, soit 4,75 é.q.m. ou, sinon, contentons-nous d'un dix-millième, soit 3,8 é.q.m.; ce sera une sécurité supérieure à celle qui se manifeste avec les errements actuels.

Remarquons que l'écart mesuré en é.q.m. par rapport à la moyenne constitue un indice de l'anomalie qui présente une signification indépendante de l'étendue numérique de la dispersion.

L'indice 0 se rapporte à des conditions normales; l'indice 1 correspond à une faible anomalie, l'indice 2, à une anomalie non négligeable, l'indice 3, à une forte anomalie, l'indice 4, à une très forte anomalie et l'indice 5 à une anomalie extrêmement forte; quant à l'indice 6, il dépasse ce que l'esprit humain peut imaginer.

Dans les matières qui nous intéressent, les problèmes qui se posent effectivement sont plus complexes que dans les cas précédents. Il y a de nombreux éléments aléatoires qui sont plus ou moins indépendants les uns des autres, mais qui jouent simultanément sur l'insécurité.

En ce qui concerne la mécanique des sols, je citerai les suivants :

1^o La valeur de l'angle de frottement est forcément différente in situ de la moyenne qu'on pourrait lui attribuer après un très grand nombre d'essais.

2^o De même pour la cohésion du terrain.

3^o et 4^o Pour les deux caractéristiques précédentes, le fait qu'on ne procède jamais qu'à un petit nombre d'essais introduit des aléas supplémentaires.

5^o Les sollicitations peuvent dépasser celles qui sont considérées comme normales.

6^o La transmission des efforts peut être différente de celle qu'on suppose.

7^o Il est possible aussi que ce ne soit pas seulement les valeurs moyennes des caractéristiques du terrain qui définissent l'état limite d'équilibre, mais que le degré d'hétérogénéité du terrain intervienne également.

8^o L'action du temps et des intempéries se traduit par une altération des qualités du terrain dont on doit reconnaître le caractère aléatoire.

On pourrait allonger la liste.

Certains de ces éléments sont accessibles à l'analyse statistique; d'autres ne sont justiciables que d'une appréciation grossière complétée par une analyse mathématique; c'est ainsi que j'ai été amené à étudier les effets de l'hétérogénéité du matériau dans les pièces prismatiques sollicitées à la traction ou à la compression simple et que j'ai trouvé certains résultats auxquels l'expérience, dirigée en conséquence, permettrait facilement d'ajouter les données numériques qui manquent.

Mon dessein n'est pas de vous effaroucher en vous montrant la complexité du problème. Bien au contraire, je désirerais mettre en évidence qu'on peut largement progresser sans le traiter d'une manière exhaustive.

Pour cela, il suffit de raisonner en imaginant que l'insécurité procède de la valeur anormale d'une quantité qui serait, soit la somme, soit la différence de **deux** variables aléatoires. On sait — et ceci est une vérité rigoureuse — que la somme de deux variables aléatoires admet comme moyenne la somme des moyennes individuelles et, comme par rapport à cette moyenne, la somme quadratique des é.q.m. individuels.

Ainsi, lorsque les é.q.m. des deux variables sont 3 et 4, celui de la somme est 5; lorsque les é.q.m. des termes de l'addition sont 5 et 12, celui de la somme est 13 seulement.

On voit que si la dispersion d'un terme est prépondérante, l'autre terme n'intervient pour ainsi dire pas dans la dispersion du total. Ce résultat est de la plus grande importance pour la direction à imprimer aux études.

Il s'y ajoute un résultat de ce qu'on appelle la loi des moindres carrés. Cette loi signifie que pour une valeur donnée de l'écart résultant, les valeurs des écarts composants qui sont les plus probables sont celles qui rendent minimum la somme des carrés, non pas de ces écarts composants, mais de leurs rapports aux é.q.m. respectifs.

Ainsi reprenons le premier exemple où les termes ajoutés ont 3 et 4 comme é.q.m., et supposons qu'il a été constaté que le total est supérieur de 25 unités à sa moyenne, on doit admettre que les composants sont supérieurs à leurs moyennes de quantités x et y telles que $x + y = 25$ et que $\frac{x^2}{9} + \frac{y^2}{16}$ soit minimum, ce qui donne, pour x , 9 unités, soit 3 é.q.m. et, pour y , 26 unités, soit 4 é.q.m. Les indices d'anomalies les plus probables sont dans le rapport de 3 à 4.

De même, dans le deuxième exemple où les termes ajoutés ont 5 et 12 comme é.q.m., les indices les plus probables sont dans le rapport de 5 à 12.

Donc, quand l'un des termes ajoutés a une dispersion faible à côté de celle de l'autre, tout se passe comme s'il ne s'écartait jamais beaucoup de sa moyenne, tandis que l'anomalie se concentre pratiquement sur le terme prépondérant.

Ces deux résultats peuvent se généraliser au cas où plus de deux éléments aléatoires combinent leurs effets, et pas nécessairement par voie additive.

Mais il est alors nécessaire de prendre garde que, dans leur combinaison, les éléments aléatoires influent de manières diverses. Le déséquilibre du terrain peut dépendre étroitement de la valeur d'une caractéristique dont la dispersion est faible et être à peu près indifférent aux variations d'une autre caractéristique très dispersée.

Pour fixer les idées, imaginons un levier multiple susceptible de tourner autour d'un axe horizontal et qui s'appuie normalement sur une butée située à notre gauche et supposons qu'une catastrophe doive se produire s'il bascule à droite. Nous imaginons aussi que nous avons la faculté d'assurer son équilibre stable en ajoutant à gauche des poids en quantité suffisante, mais nous sommes incités à ne pas en faire une trop grande dépense, car ces poids sont très coûteux.

Si nous sommes incertains de la valeur des poids, de ceux dont nous disposons comme des autres, nous devrons, avant de tenter l'expérience, tenir compte à la fois de la marge d'erreur commise sur chaque poids et de la grandeur de son bras de levier.

Ce qui joue un rôle dans cette image, ce n'est pas l'é.q.m. du poids, mais le moment correspondant à cet é.q.m. puisque l'équation qui caractérise la limite de stabilité est une équation aux moments. On voit ainsi apparaître la notion d'influence dispersive, influence de la dispersion d'un élément aléatoire sur l'équation d'équilibre limite.

La considération des influences dispersives permettra effectivement de dégrossir, puis de traiter le problème de la sécurité en matière de stabilité des terres.

Supposons définies — comme nous le précisons tout à l'heure — les influences dispersives des différents éléments d'insécurité énumérés précédemment. Les dispersions se combinent de telle manière que l'influence dispersive globale est la somme quadratique des influences dispersives composantes et nous pouvons admettre que, s'il y a équilibre limite, les éléments composants ont des valeurs d'autant plus anormales que leurs influences dispersives propres sont élevées.

Pour prendre un exemple, supposons que nous ayons reconnu la prépondérance de deux facteurs d'insécurité seulement, la faiblesse de C et la faiblesse de φ . Nous négligerons tous les autres facteurs d'insécurité. Si de plus, nous savons que la dispersion de φ agit deux fois plus sur l'insécurité que celle de C , c'est-à-dire si l'influence dispersive de φ est double de celle de C et si nous désirons obtenir une probabilité de ruine de $1/10\,000$ qui correspond à $3,8$ é.q.m., nous ferons le calcul suivant.

Le degré d'anomalie de φ est double de celui de C ; la dispersion que φ introduit dans la dispersion globale est donc le produit de celle-ci par $\frac{2}{\sqrt{2^2+1}} = 0,894$.

Conclusion : pour parvenir au degré de sécurité désiré, il faut supposer que φ présentera une valeur placée à $3,8 \times 0,894 = 3,4$ é.q.m. au-dessous de sa moyenne. Quant à C il faudra lui supposer une valeur placée à $3,8 \frac{1}{\sqrt{5}} = 1,7$ é.q.m. au-dessous de sa valeur moyenne.

Dans la pratique, ces résultats équivaldront-ils à l'adoption d'un ou de plusieurs coefficients assimilables à ce qu'on appelle des coefficients de sécurité? C'est possible, mais extrêmement douteux. Il faudra pousser les calculs jusqu'à leur conclusion logique pour le savoir.

Il me reste à préciser comment seront calculées les influences dispersives. Je le ferai au passage en décrivant dans le détail la méthode à employer.

L'étude devra tout d'abord porter sur un cas suffisamment général pour que de nombreuses applications soient possibles, mais avec un petit nombre de paramètres pour ne pas compliquer inutilement.

La première étape doit consister à choisir la formule la plus adéquate pour caractériser la limite d'équilibre. Cette formule doit être aussi exacte que possible; il ne faut pas compter sur la théorie des probabilités pour rectifier une loi fautive; mais, entre deux formules entre lesquelles on peut hésiter, la préférence doit être donnée à la plus simple.

Cette loi sera mise sous la forme $F(\lambda, \mu, \nu, A, B, C, \dots) = 0$, λ, μ, ν étant les paramètres géométriques ou mécaniques qui devront intervenir dans les règles de sécurité : angles, valeurs moyennes trouvées expérimentalement pour C , pour φ , densités de charges, etc..., et A, B, C , etc... étant les valeurs des grandeurs aléatoires qui interviennent dans l'équilibre limite. On doit chercher ensuite à se rendre compte de l'importance de leurs é.q.m.

Puis, on détermine la variation de F pour la variation d'un é.q.m. apportée à A , à B , à C , etc... à partir de leurs valeurs normales. Ces variations de F seront considérées provisoirement comme les influences dispersives de A , de B , de C , etc...

On en déduira en première approximation les valeurs des variables aléatoires qui, par leur association, composent une probabilité de ruine que l'on accepte.

Le calcul doit être recommencé en partant de ces valeurs approchées, d'où une seconde approximation et ainsi de suite.

L'équation d'équilibre-limite $F(\lambda, \mu, \nu, A, B, C) = 0$ dans laquelle on a porté les valeurs finalement trouvées pour A, B, C est devenue une équation implicite que doivent satisfaire les paramètres λ, μ, ν pour que la probabilité de ruine soit celle qu'on tolère. On a ainsi obtenu une formule de sécurité.

Des retouches pourront ultérieurement y être apportées pour en simplifier la présentation, en lui donnant si possible une forme linéaire, sans qu'on puisse préjuger ce qu'elle sera.

Ce programme peut paraître abstrait; mais quand on passe à l'application dans un cas délimité, on ne tarde pas à y voir assez clair pour manœuvrer avec aisance.

Pour ma part, je l'ai suivi dans un domaine que je connais mieux que la mécanique des sols, celui de la résistance des charpentes, notamment de la résistance du béton précontraint. J'aurais préféré trouver des adeptes pour effectuer ce travail, quitte à les guider au cas où ils se seraient trouvés embarrassés. N'en ayant pas rencontré, j'ai opéré seul.

Pour les problèmes concernant la mécanique des sols, je souhaite encore plus voir ce programme appliqué par d'autres, tout en étant disposé à donner les conseils qui s'avèreraient nécessaires. Il peut se rencontrer des particularités qui nécessiteront l'étude de problèmes mineurs; mieux vaudra les examiner dès qu'ils apparaîtront.

A priori, il semble d'ailleurs que la marche à suivre se révèle assez facile. La plus grosse difficulté sera peut-être de dégager des expériences déjà faites des résultats statistiques assez significatifs; le cas échéant, il faudrait faire sur un même terrain des expériences nombreuses pour avoir une nette opinion sur la dispersion due en propre à l'expérimentation et sur celle qui est imputable au terrain. Il serait donc utile de s'adresser à des personnes ayant des connaissances à la fois sur les méthodes d'investigation et sur les méthodes de la statistique.

Quant aux calculs concernant le retentissement d'une variation des caractéristiques du terrain sur les équations d'équilibre limite, ils ne présentent aucune difficulté.

En définitive, le programme que j'ai essayé de définir sommairement peut être suivi si l'on s'en donne la peine et aboutir dans un délai et moyennant des dépenses qui n'ont rien de prohibitif.

En terminant, je tiens à m'excuser à nouveau de ne pas formuler des conclusions sur les formules de sécurité à employer. Je suis persuadé que cette formulation est pour un avenir assez proche; mais il faut semer pour pouvoir récolter. Prétendre qu'il peut en être autrement serait une tromperie.

(Reproduction interdite)

Série : *TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION (22)*

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES — SÉANCE DU 20 DÉCEMBRE 1955

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. Gabriel DESSUS**,
Directeur à l'Électricité de France



Façade est, côté sud.

LA MAISON RADIEUSE

Unité d'habitation de Rezé-lès-Nantes

par

M. A. WOGENSCKY,
Architecte-Adjoint
du Cabinet Le Corbusier,

M. A. METZ,
du Bureau Séchaud et Metz,
Ingénieurs-Conseils,

M. L. de MAUBLANC,
Directeur général adjoint
de la C. E. E. M. T. P.

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Je ne jouerai pas au petit jeu des présentations; vous connaissez suffisamment M. Wogenscky, M. Metz et M. de Mau blanc pour que je n'aie pas de commentaires à faire.

Pour quelles raisons M. Wogenscky a-t-il demandé à un électricien, quelque peu banquier, de présider cette séance? Je ne sais trop. J'y ai vaguement réfléchi; je pense qu'il y a d'abord une amitié ancienne, mais enfin M. Le Corbusier et son équipe ont beaucoup d'amis plus illustres que moi, Dieu merci pour eux! C'est peut-être parce que à un moment donné, je me suis occupé de questions d'aménagement du territoire et qu'en réalité, un des points les plus importants à garder en mémoire, dans cette question des grandes unités d'habitation, est que ces unités s'inscrivent dans la solution d'un problème général d'urbanisme des grandes villes.

Je ne dirai rien de la façon de construire les grandes unités, puisque M. Wogenscky va vous expliquer pourquoi celle-ci est construite de telle ou de telle manière, mais il faut bien voir que l'existence de telles unités est essentiellement liée à l'existence de villes de 1 million, 2, 3, 4 ou 5 millions d'habitants, lesquelles deviennent parfaitement impossibles, ainsi que j'ai pu le vérifier en essayant d'arriver ici avec une 4 ch, derrière un camion qui traversait à frottement dur la rue La Pérouse, en s'arrêtant de temps à autre pour reprendre haleine; ces villes deviennent impossibles si l'on s'obtient à penser les maisons en fonction de n'importe quoi, sauf de la ville qu'elles constituent. Bien sûr on peut toujours discuter si la forêt est faite pour les arbres ou les arbres pour la forêt, mais il faut tout de même que les maisons soient conçues un peu en fonction du rôle qu'elles jouent au milieu d'une ville importante (sans aller nécessairement jusqu'à la ville de 5 millions d'habitants qu'est devenu Paris et dont on écrit tous les matins et dont on constate tous les soirs qu'elle est vraiment difficile à parcourir). Même à des échelles beaucoup plus petites déjà, des solutions complètement différentes des solutions traditionnelles, du petit pavillon notamment, deviennent indispensables. Je ne pense pas qu'il soit dans l'intention des constructeurs de l'équipe de Le Corbusier, de faire des villages de 500 habitants en une unité d'habitation. On peut continuer vraiment à laisser dans ce cas les gens habiter dans une maison avec un petit jardin autour; mais je crois que, maintenant, il faut se résoudre très sérieusement à voir l'aménagement des grandes villes, dans le cadre qui a été tracé par les premières expériences de Le Corbusier.

La construction de l'unité de Marseille a été, naturellement, critiquée de toutes manières. C'était essentiellement une première expérience; en même temps que l'expérience fondamentale de structure que lançait le constructeur, celui-ci a eu le mérite de lancer un certain nombre, même un grand nombre, d'expériences particulières de modes de bâtir. Il était normal qu'après cela on essaie de reprendre, dans des limites économiques strictes, le problème de la construction d'un bâtiment de ce genre, et c'est ce que ces Messieurs vont successivement vous exposer, après quoi je pense qu'un débat pourra s'instituer, débat sur lequel je ne voudrais en rien anticiper.

Je donne tout de suite la parole à M. Wogenscky.

RÉSUMÉ

L'unité d'habitation de Rezé-les-Nantes, construite sous l'influence des idées de M. Le Corbusier, comporte un immeuble dont le grand axe est orienté nord-sud et dans lequel chaque logement occupe toute l'épaisseur et jouit du soleil toute la journée. Long de 105 m et haut de 50 m, il contient 294 appartements de 3,60 m de largeur, séparés par des murs de béton. L'immeuble est sur pilotis reposant sur un terrain rocheux. La résistance au vent est assurée transversalement par les murs séparatifs des logements et longitudinalement par la raideur de la cage d'ascenseur ainsi que par celle d'un mur longitudinal existant entre les logements du pignon sud. Les planchers en béton armé en poutrelles préfabriquées comportent une insonorisation en dalle flottante conjuguée avec le chauffage par le sol.

SUMMARY

The apartment block at Rezé-les-Nantes, which follows closely the principles of Mr. Le Corbusier, has its main centre-line running from north to south; each apartment occupies the full depth of the building and has sunshine throughout the day. Its length is 350 ft., its height 165 ft. and it contains 294 apartments, each having a width of about 12 ft. separated by concrete walls. The building is on piles set on rocky ground. Wind resistance is assured transversely by the party walls, and longitudinally by the stiffness of the lift shaft and by a longitudinal wall between the apartments in the south gable.

The floors of reinforced concrete with prefabricated joists are sound-proofed by means of floating slabs over the floor-heating system.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

PARTICULARITÉS TECHNIQUES DE L'OSSATURE EN BÉTON ARMÉ

EXPOSÉ DE M. WOGENSCKY

Comment construire une maison pour cet homme? Je ne le connais pas.

Si je ne me trompe, c'est Ibsen qui prête cette phrase à Sollness le constructeur. En réfléchissant à la causerie que j'avais à vous faire, cette phrase me revenait à la mémoire, car elle permet de comprendre l'attitude adoptée par Le Corbusier devant le problème que pose la construction de la maison de l'homme. En effet, Le Corbusier n'a jamais cherché à faire de l'architecture, mais seulement à connaître et à comprendre les hommes, à les connaître dans des pays différents, dans des climats différents, dans leur vie collective et sociale, dans leur vie familiale, dans leur vie individuelle, et à comprendre leurs besoins d'organismes vivants qui pensent.

Cette connaissance intime des besoins des hommes l'a conduit tout naturellement à proposer des solutions pour leurs habitations et pour leurs villes, solutions qui ont paru tout d'abord révolutionnaires, quelquefois singulières mais dont l'application aujourd'hui se montre chaque jour plus nécessaire.

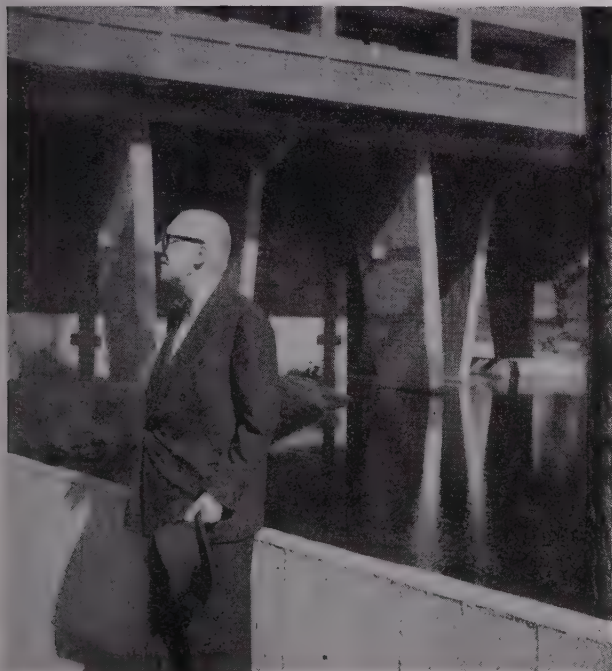


FIG. 1. — Le maître d'œuvre.

Avec Le Corbusier une conception nouvelle du logis apparaît. La maison familiale, l'appartement, cessent d'être la juxtaposition de locaux distincts desservis par un malheureux couloir pour devenir un abri. Abri de l'homme étudié pour satisfaire les besoins de l'homme et organisé en fonction de ces besoins. Le logis : « machine à habiter » devient un contenant *non pas fonctionnel*, sui-

vant l'expression erronée employée trop souvent par les architectes et les constructeurs, mais un *contenant fonctionnant*.

Et c'est alors le logis en profondeur au lieu du logis dont les pièces distinctes s'étalent le long d'une façade avec un couloir par derrière. Ce type de logis aéré, organisé en fonction de la lumière et phonétiquement isolé a été réalisé à Marseille puis à Nantes avec une largeur de 3,66 en façade et une profondeur de 16 m.

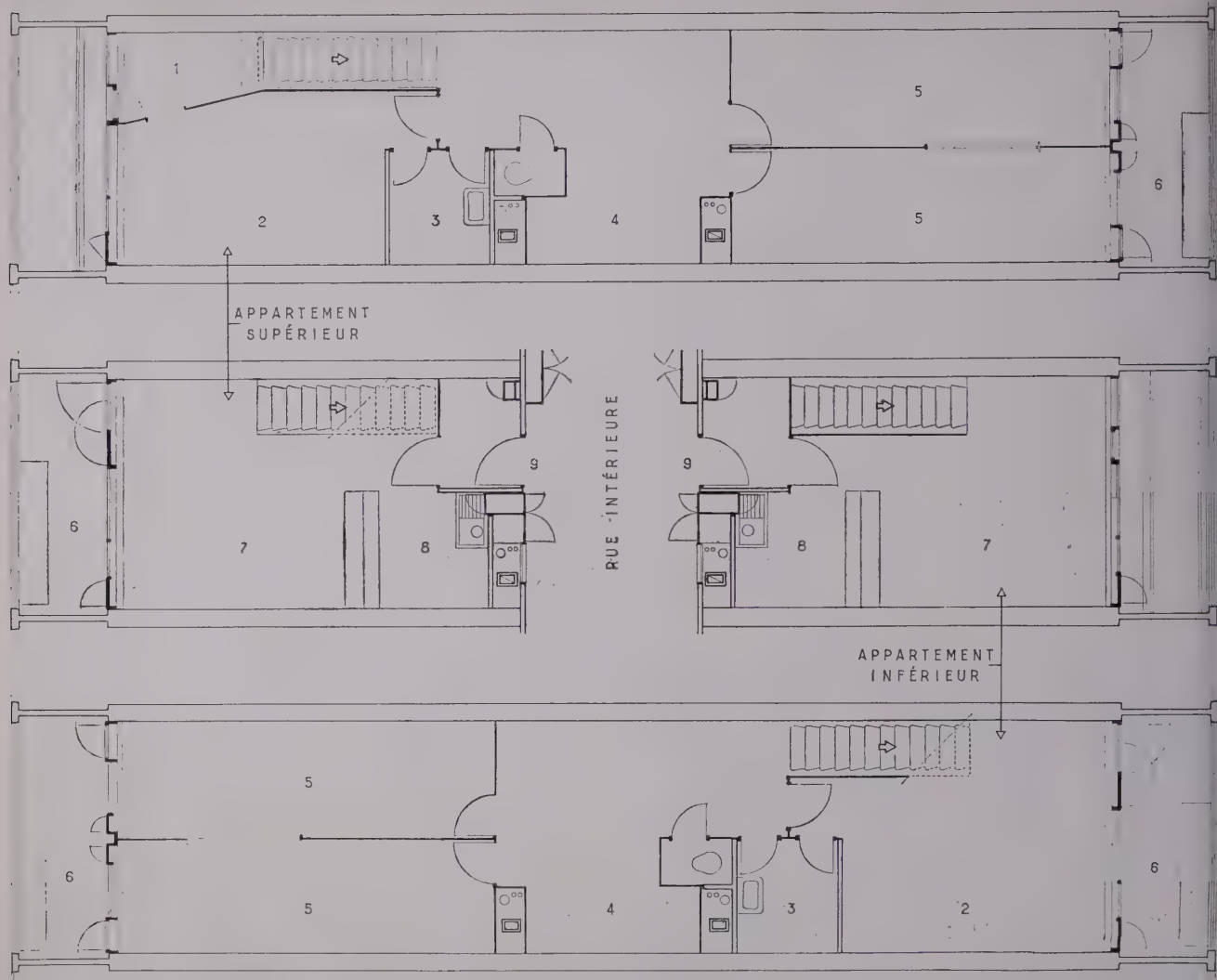
Pourtant ce type de logis pour être adapté à l'homme n'est pas nécessairement adapté au groupe humain. Car, on aurait pu tout aussi bien répandre sur un terrain les 294 logis de Nantes et construire une cité-jardin horizontale avec autour de chaque maison un petit jardin particulier et bien personnel. Il aurait fallu 20 ha de terrain, 3 ou 4 km de voirie, de tuyaux d'égouts, et de câbles électriques, et tous les matins les ramasseurs d'ordures ménagères se seraient promenés pendant plusieurs kilomètres encombrant bien inutilement la circulation. On aurait pu également construire des immeubles de trois, quatre, cinq, six étages, comme on le fait couramment dans nos villes. Au lieu de cela Le Corbusier a préféré construire une unité d'habitation dont le volume est sensiblement égal à celui d'immeubles de six, sept, huit étages accolés et superposés. Plus de rue corridor, mais une unité d'habitation implantée dans la verdure, construite avec son grand axe orienté nord-sud, en fonction de cette chose exceptionnelle qui illumine l'espace où nous vivons : le soleil, dispensateur de joie et de bien être pour tous.

Ainsi est née une ville radieuse dans laquelle les habitations distantes de 250, 300, 400 m sont ouvertes sur un parc, avec pour chaque logis de l'espace, du soleil, de la verdure.

Le Français moyen, qui réclame sa petite maison familiale, avec jardin, croit qu'il va être chez lui, qu'il va être isolé et que sa famille sera protégée parce qu'il sera chez lui dans sa maison, quelle illusion! La maison familiale avec jardin, engendre hélas! bien souvent la promiscuité. Car comment donner à chacun un parc? Alors, c'est le spectacle des banlieues où les habitants, en ouvrant leur fenêtre, voient et entendent leurs voisins à travers le linge qui gambade gaïement en séchant dans le jardin.

Dans l'unité d'habitation fonctionnant, devant la grande baie vitrée qui ouvre l'appartement vers l'extérieur, on voit un grand espace peuplé d'arbres, le voisin d'en face disparaît dans la verdure puisqu'il est à 300 ou 400 m. Quant au voisin d'à côté, celui qui est de l'autre côté de la cloison, on l'ignore, puisque la cloison a été phonétiquement isolée.

Par ailleurs le grand bâtiment de 50 m de hauteur prend sa grandeur conforme, comme dit Le Corbusier, c'est-à-dire la grandeur qui est nécessaire et qui est suffisante pour que ce bâtiment ne soit plus une simple addition de maisons familiales, mais qu'il atteigne cette grandeur qui va correspondre au fonctionnement collectif d'un groupe de familles dans leur logis, car un logis n'est pas fini, si les habitants ne peuvent disposer d'un ensemble de services, permettant de satisfaire certaines nécessités collectives et sociales. Il est significatif de constater que sans que cela ait été suscité par le maître de l'ouvrage,



1. Vide de l'escalier. — 2. Chambre des parents. — 3. Salle d'eau. — 4. Rangement. — 5. Chambre d'enfants. — 6. Loggia. — 7. Salle commune. — 8. Cuisine. — 9. Entrée.

FIG. 2. — Appartement courant à deux niveaux.

les habitants des deux unités d'habitation actuellement construites, ont formé une *Association des Habitants Radieux*, suivant la dénomination choisie par eux-mêmes. Isolés dans leur vie familiale, ils ont senti la nécessité de créer un groupe social représentatif de leur unité d'habitation.

Les prolongements du logis, toujours nécessaires, deviennent possibles, dans l'unité d'habitation, grâce à cette grandeur optimum qui est juste et suffisante et qui rend harmonieux le fonctionnement des services communs. C'est alors l'unité d'habitation de grandeur conforme, telle que Le Corbusier l'a définie. Depuis l'unité d'habitation de Marseille, beaucoup d'ensembles architecturaux se parent du titre d'unité d'habitation, mais ces ensembles le plus souvent ne correspondent pas à une unité de fonctionnement interne, abritant à la fois des individus, des familles et formant en même temps un groupe social homogène.

J'en viens au problème du tracé urbain.

La rue a disparu puisque la ville est devenue un parc. Dans le parc, les unités d'habitations libérées des circulations, implantées en fonction du soleil, sont distantes de 300 à 400 m les unes des autres. Comment alors vont être tracées les circulations?

Puisque l'habitation est implantée d'une façon indépendante de la circulation, pourquoi la circulation ne serait-elle pas indépendante de l'alignement même des maisons?

Les tracés urbains traditionnels, imposent de nombreuses servitudes : les maisons d'habitation sont alignées sur une rue, elles s'ouvrent sur cette rue sans tenir compte de l'ensoleillement, des vents dominants, de la vue. Les voies de circulation ont gardé le tracé établi pour des piétons et des voitures à chevaux; pourtant sur ces voies



FIG. 3. — Façade longitudinale est.
Façade transversale sud.
(Photo Gabu-Artaud édit. Nantes).



FIG. 4. — Façade longitudinale ouest.
Façade transversale sud.
(Photo Lucien Herré).



(Photo Lucien Hervé).

FIG. 5. — Terrasse. Tour des ascenseurs et bâtiment de l'école.

aujourd'hui des voitures automobiles doivent se déplacer. (Aussi voit-on les voitures automobiles circuler actuellement à Paris à la vitesse moyenne de 17 km à l'heure).

Plus de rues-corridors dans la Ville Radieuse, Le Corbusier les a supprimées pour aménager des allées dans un parc, du même coup les problèmes de circulation et de stationnement sont résolus, car dans un parc, au pied des maisons, il est aisé avec une route de dérivation, de circulation lente, d'établir un parking.

Et les piétons qui, dans nos villes, sont astreints à circuler sur des malheureux trottoirs trop étroits et à se mélanger au flot des automobiles, camions, bicyclettes, vélomoteurs, scooters etc... retrouvent la possibilité de circuler librement.

Désormais ils ont à leur disposition des allées faites pour eux indépendantes des voies de circulation des voi-

tures automobiles, indépendantes elles-mêmes des pistes pour bicyclettes ou vélomoteurs.

Tout ceci n'est qu'un schéma bien sec des idées qui ont servi de base à la conception générale des unités d'habitation.

Qu'est-ce qui a été réalisé à Nantes?

A Nantes, c'est un bâtiment qui a 105 m de longueur, à peu près 18 m d'épaisseur, y compris les loggias; 15,50 m environ d'épaisseur non compris les loggias; 50 m de hauteur au toit terrasse qui groupe 294 appartements de différents types, qui sont cependant conçus sur le même module et bénéficient des mêmes standards.

Je me plais à souligner que l'immeuble de Nantes a été construit avec les crédits HLM sans dépassement, à part 4 millions nécessaires aux fondations de la tour des ascenseurs et au cuvelage des cuvettes de ces mêmes ascenseurs.



FIG. 6. — Préau de l'école.

(Photo Lucien Hervé).



FIG. 7. — Façade ouest. Détail de l'escalier extérieur d'accès. Dégagement de la vue au niveau du rez-de-chaussée dans le sens transversal.

Le prix des travaux proprement dits a été de 817 millions et le prix toutes dépenses confondues de 896 millions de francs pour 294 appartements, y compris tous les frais d'études, le coût du terrain, la participation qu'il a fallu donner à l'E. D. F., au Gaz de France, pour l'alimentation de l'immeuble et il a été construit 25 000 m² de planchers utilisables, non pas de planchers hors tout, mais bien de planchers utilisables; il est donc aisé de calculer le prix au mètre carré.

Je tiens à préciser qu'une organisation du chantier très poussée, des plans minutieusement étudiés à l'avance par le Bureau Séchaud et Metz et par nous-mêmes, une organisation de chantier mise au point par l'entreprise-pilote Compagnie d'Entreprises Électriques Mécaniques des Travaux Publics, dirigée par M. de Maublanc ont permis de construire l'ensemble de ce bâtiment en dix-huit mois, des premières attaques de la pelle sur le terrain à la livraison des appartements finis; dix-huit mois auxquels il a fallu ajouter environ un mois et demi de délais supplémentaires occasionnés, d'abord par près d'un mois de grève, tout au début du chantier, et ensuite par les arrêts nécessités par les intempéries.

Il m'est difficile de citer le nom de tous ceux qui ont participé à la réalisation de cet important ensemble, néanmoins je voudrais rappeler que nous avons d'abord eu les conseils précieux du très regretté M. Bernard Lafaille; et l'apport inappréciable de MM. Séchaud et Metz, qui ont conçu la structure portante du bâtiment; nous avons été contrôlés par le Bureau Securitas; nous avons eu M. José Bernhard comme ingénieur-conseil d'isolation phonique. Et au risque de faire des jaloux, je ne peux pas m'empêcher de citer les noms de deux jeunes ingénieurs magnifiques qui ont fait vraiment corps avec nous ce qui a largement contribué au succès de l'opération, Jacques Lavaud était l'ingénieur-pilote et André Bertrand

secondé par Georges Lagriffoul, avait la lourde charge de diriger sur le chantier l'exécution des travaux de béton.

Et puis, les entreprises : le pilote et le gros œuvre, c'est la Compagnie d'Entreprises Électriques Mécaniques et des Travaux Publics; la menuiserie, l'Entreprise Barberis d'Ajaccio et l'Entreprise Bidoilleau, de Nantes; le chauffage et ventilation, Missenard-Quint, de Paris et Lefort-Francheteau de Nantes; les sanitaires et canalisations, Laurent-Bouillet de Lyon et Rinaud de Nantes; l'électricité, Chauvin Geerincx, de Paris et Vivant de Nantes, les revêtements de sol, Modep, de Paris; les peintures, Jean-Martin, de Paris; la vitrerie et les fibres de verre, Alazard, de Paris; la menuiserie métallique, Marin, de Nantes; les ascenseurs, Otis de Paris.

Et puis, les principaux fournisseurs que nous avons incorporés avec nous dans l'équipe, car il ne suffit pas d'avoir une équipe d'ingénieurs et d'entrepreneurs, il faut aussi avoir l'équipe complète, cohérente, entrepreneurs et fournisseurs de matériaux. Les manufactures de Saint-Gobain ont fourni les fibres de verre pour les dalles flottantes; les manufactures de Boussois, ont fourni le double vitrage assonore, mis au point grâce au concours de M. Alazard; Dalami, pour les revêtements de sol; les peintures Berger, pour les peintures; Briau, pour les appareils sanitaires; Chaffoteaux et Maury, pour les chauffe-eau, etc... Je suis obligé d'en laisser beaucoup de côté.

Enfin, comment passer sous silence, avant de terminer, la joie qu'éprouvent maintenant tous les habitants de l'unité d'habitation de Nantes à voir rayonner dans sa grandeur conforme leur unité d'habitation radieuse.

Leur unité d'habitation sur laquelle Le Corbusier a gravé dans le béton pour ceux qui savent voir et qui voudront regarder :

« L'Architecture est un don de soi ».

EXPOSÉ DE M. METZ

Le Bureau d'Études Séchaud et Metz collabora, dès l'origine des études de l'immeuble de Nantes-Rezé, avec MM. Le Corbusier et Wogenscky.

Nous avons été, tout d'abord, désignés comme Conseils par la Société La Maison familiale auprès des Architectes pour mettre au point l'ossature du bâtiment suivant la première conception de M. Le Corbusier. Ce projet comprenait : au rez-de-chaussée, des piliers isolés et très écartés supportant, par l'intermédiaire d'une poutraison importante, la superstructure constituée par des panneaux préfabriqués et précontraints assemblés sur place par câbles de précontrainte. Cette étude, qui avait été poussée jusqu'au stade des plans d'exécution pour une travée courante, avait reçu l'accord de la Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte (STUP) et du Bureau Securitas, et avait fait l'objet des premières demandes de propositions aux Entreprises.

Ce premier projet, trop coûteux, a dû être abandonné pour revenir à une conception plus classique.

Après plusieurs mises au point, auxquelles participèrent les entreprises consultées, nous avons établi les plans d'exécution complets de l'immeuble en même temps que nous assurions, sous la direction du cabinet Le Corbusier, la coordination technique des divers corps d'état. Nos études ont subi le contrôle du Bureau Securitas.

Dans cet exposé, nous nous contenterons de signaler les particularités les plus intéressantes de cette construction. Elles sont dues :

Tout d'abord aux grandes dimensions du bâtiment (105 m de longueur, 19 m de largeur, 53 m de hauteur en partie courante, et 64 m de hauteur au droit de la tour). Les particularités de la construction sont dues également :

Au parti architectural arrêté par MM. Le Corbusier et Wogenscky qui ne permet pas d'adopter une ossature classique comportant des points d'appui raidis de proche en proche longitudinalement par des éléments en béton ou en maçonnerie.

Enfin, elles sont dues aux sujétions dues à l'isolation acoustique des appartements et également à leur répercussion sur l'ossature.

Pour ces différentes raisons, cette construction se différencie nettement d'autres de même importance, et nous vous présenterons maintenant les solutions qui ont été adoptées pour rendre compatibles les exigences architecturales : d'une part, avec la stabilité de l'ouvrage et, d'autre part, avec son isolation acoustique.

FIG. 8. — Plan d'une cellule courante.



Nous ne signalerons qu'en passant les fondations de cet immeuble. Elles ont été très faciles à réaliser malgré les fortes charges dues à la lourdeur de la construction.

En effet, la colline de Rezé est située à l'extrémité sud-ouest du sillon granitique de Bretagne et, entre les cotes $-2,00$ et $-4,00$ m sous le niveau du sol naturel, on a trouvé un rocher excellent permettant d'asseoir des semelles travaillant à 12 kg/cm^2 .

Nous considérerons, tout d'abord, la stabilité longitudinale de la construction.

Si nous examinons la vue en plan dans la partie courante du bâtiment (fig. 8), nous constatons que chacun des appartements orientés est-ouest se présente comme un rectangle de $3,66$ m de largeur libre s'étendant sur toute la largeur de la construction; les murs séparatifs des appartements, qui constituent les murs porteurs, étant prolongés vers l'extérieur par les cloisons séparatives des loggias. On constate également qu'il n'existe pas de mur longitudinal et qu'en raison de la faible hauteur d'étage, les linteaux et poutres horizontales sont pratiquement supprimés.

Il s'ensuit que cet ensemble vertical, constitué par dix-huit cellules superposées, ne présente aucune stabilité dans le sens longitudinal (fig. 9).

Pour réaliser cette stabilité et créer en même temps une coupure de dilatation dans cet ouvrage de 105 m de longueur, nous avons profité (fig. 10) :

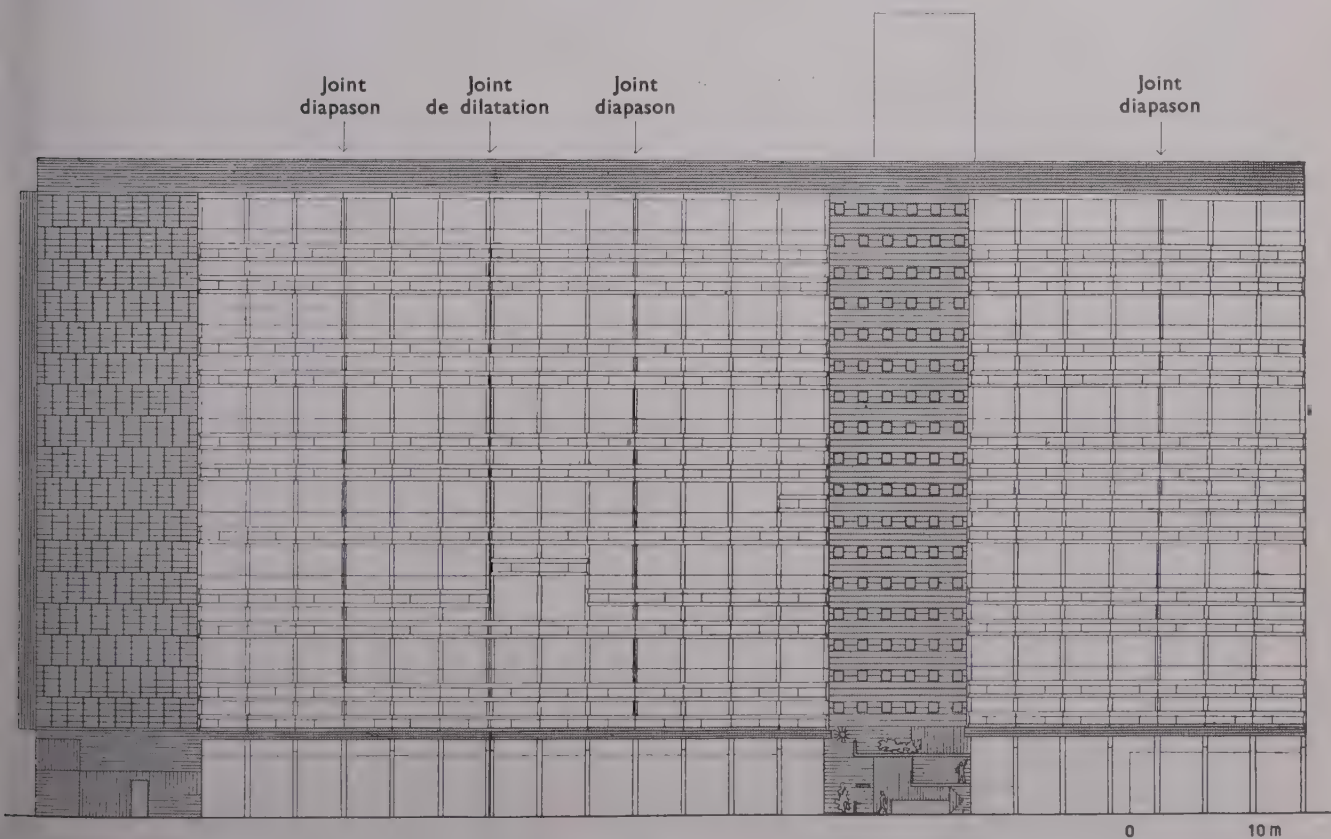


FIG. 9. — Représentation schématique de la façade longitudinale est.

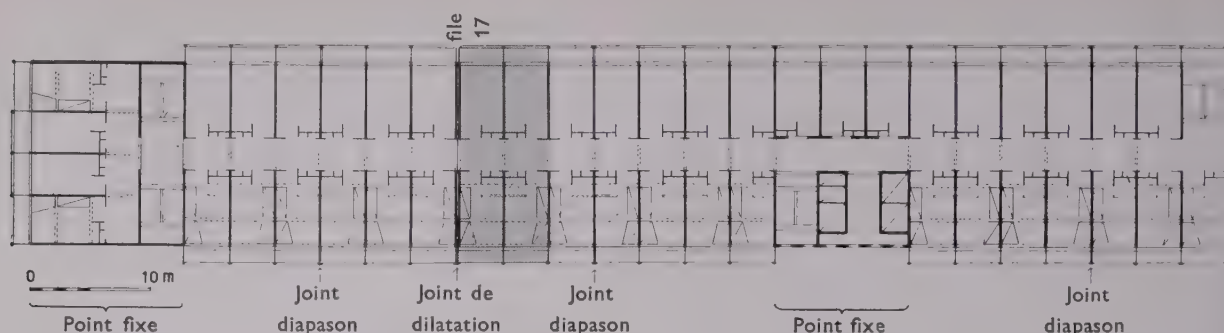


FIG. 10. — Plan d'un étage courant.

— de la présence, à l'extrémité sud, d'appartements nord-sud dont les murs séparatifs sont donc perpendiculaires aux murs des appartements de la partie courante;
— au tiers côté nord, de la présence de la tour.

En prévoyant un joint sur la file 17 (joint diapason partant au-dessus des semelles correspondant aux poteaux et mur dédoublés), on réalise ainsi deux constructions indépendantes :

— la première ayant comme point fixe les murs longitudinaux extérieurs du pignon sud;

— la deuxième ayant comme point fixe le mur de façade est de la tour et le mur intérieur B.

Il n'a pas été possible de prendre, comme deuxième point fixe, la façade ouest de la tour puisque cette façade est constituée comme les façades des appartements de la partie courante et ne présente aucune raideur.

Les efforts apportés par le vent ont été déterminés en suivant strictement le règlement de 1946. L'effort unitaire du vent (pression + succion) varie de 133 kg/m² du sol à 177 kg/m² au sommet de la tour (fig. 11).

En suivant ces hypothèses, l'effort longitudinal du vent, pour le tronçon sud, est de l'ordre de 155 t appliquées à 26 m de hauteur. Il est à remarquer que, dans ce chiffre, le vent rasant les façades et agissant sur les loggias est et ouest atteint 65 t. Les 155 t sont très facilement absorbées par les deux façades latérales de l'extrémité sud du bâtiment.

Pour le tronçon nord, l'effort longitudinal du vent (appliqué sur le pignon nord, sur la tour et sur les loggias), est de l'ordre de 250 t appliqué à 31,00 m de hauteur; du fait de la dissymétrie des deux éléments raides qui absorbent cet effort, on a été conduit à réaliser, dans les parties basses du mur B, un portique à pied incliné visible dans le vestibule de l'immeuble et qui transmet, dans chacune de ses semelles, des efforts variant de 400 t à 1040 t selon la direction du vent longitudinal.

Sur la figure 9 qui représente la façade est, on remarque la position du joint coupant la construction en deux ainsi que la position des points fixes dont nous venons de parler (tour et pignon sud) et qui assure la stabilité longitudinale de la construction. Sur le même plan, on distingue également toutes les loggias. Ces éléments subissant directement l'influence des variations de température extérieures, on a prévu, en plus du joint complet, des joints diapason dans les planchers des loggias et dans leurs garde-corps; la plus grande distance horizontale entre ces joints est de 16 m.

Les déplacements élastiques dus au retrait et aux variations de température se font, bien entendu, en partant des points fixes précédemment définis.

Les deux tronçons situés de part et d'autre du joint se comportent évidemment comme deux bâtiments indépendants et, schématiquement, la déformation de ces deux tronçons après retrait et diminution de température est conforme à la figure 12. Les déformations des poteaux ont été exagérées sur ce schéma, elles atteignent pour les poteaux les plus éloignés des points fixes 1,5 cm.

Ces déformations créent des contraintes relativement peu élevées même dans les poteaux les plus éloignés en raison de l'élanement des poteaux du rez-de-chaussée.



FIG. 11. — Efforts du vent.

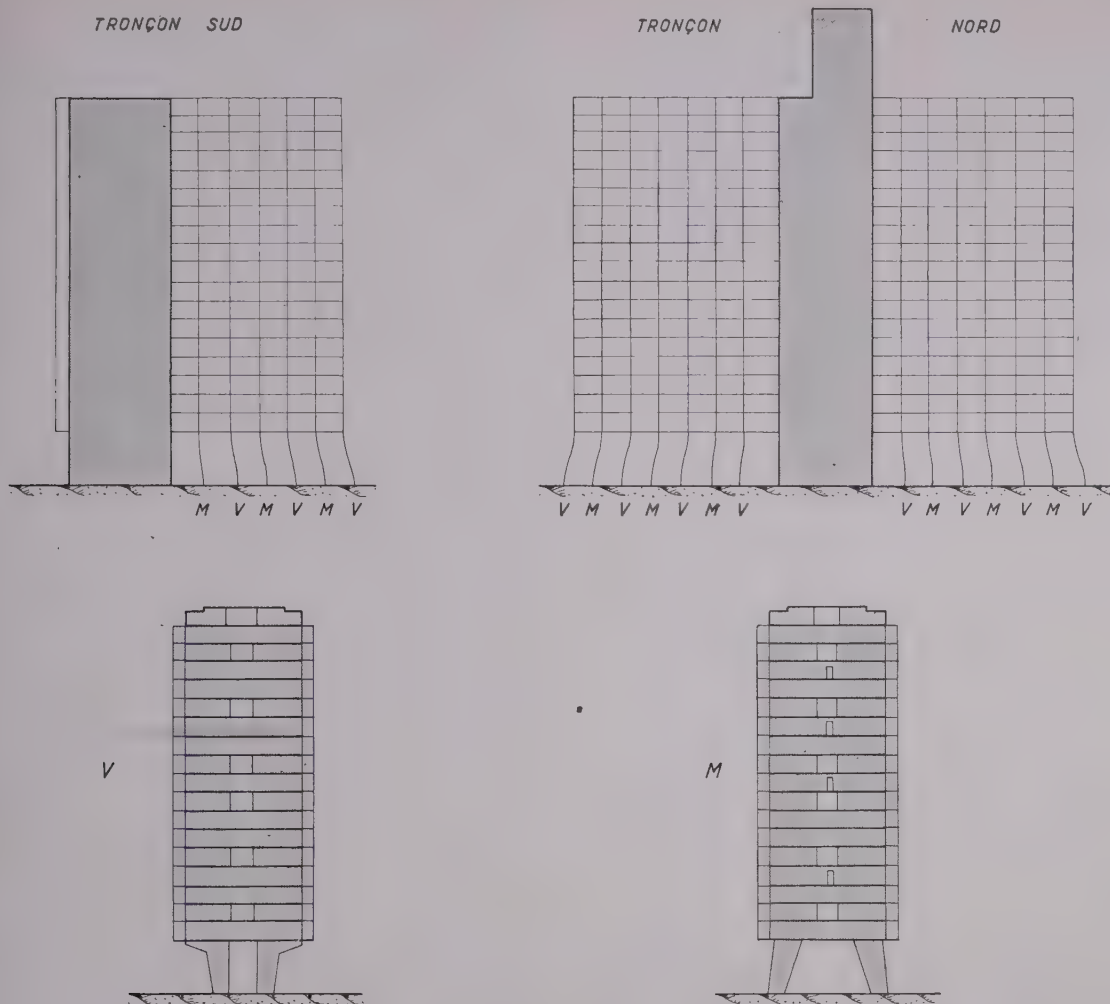


FIG. 12. — Déformation. Représentation schématique.

Caractéristiques de l'ossature dans le sens transversal.

Si la stabilité longitudinale des travées courantes, considérées individuellement, est nulle, leur stabilité transversale est, par contre, parfaitement assurée.

Les murs séparatifs d'appartements sont porteurs et d'épaisseur constante égale à 26 cm; ils sont constitués par un mur en béton légèrement armé de 20 cm d'épaisseur coulé entre deux panneaux de béton cellulaire de 3 cm d'épaisseur.

Ce type de mur mis au point par la C. E. E. M. T. P. remplit à la fois les conditions de résistance et d'insonorisation pour les murs transversaux et joue également le rôle d'isolation calorifique pour les murs de façade des appartements du pignon sud. Le ferrailage de ces murs comprend de simples chaînages à leur partie supérieure, puis augmente progressivement de haut en bas.

Ces murs sont prolongés extérieurement par les cloisons séparatives des loggias; ces cloisons présentent une inertie calorifique bien moins grande que celle des murs intérieurs, elles suivront donc rapidement les variations

de température extérieure, aussi, on a eu soin de prévoir, dans ces cloisons des loggias trois coupures horizontales formant joints diapasons, dans la hauteur du bâtiment. De cette façon, le plus grand élément vertical ne dépasse pas 12 m de hauteur, et on évite, par cet artifice, les fissurations de ces éléments.

Dans le projet qui a été réalisé, les murs sont écartés de 4 m environ d'axe en axe. Si aucune précaution n'avait été prise au point de vue architectural, l'effet produit par les nombreux poteaux du rez-de-chaussée prolongeant tous les murs séparatifs des appartements, aurait été peu heureux. Aussi, nous avons mis au point, avec M. Le Corbusier, un système de points d'appui qui concilie à la fois l'aspect architectural et les conditions de stabilité transversale du bâtiment. A cet effet, les travées courantes sont constituées successivement par deux types de murs. Les premiers, dits murs en V (fig. 13) sont établis pour supporter uniquement les charges verticales apportées par les murs séparatifs situés au-dessus d'eux et leur forme est telle qu'ils comptent le moins possible au point de vue architectural. Pratiquement, ainsi qu'on peut le voir sur les vues extérieures du bâtiment (fig. 3) ces poteaux disparaissent dans l'ombre de la construction.

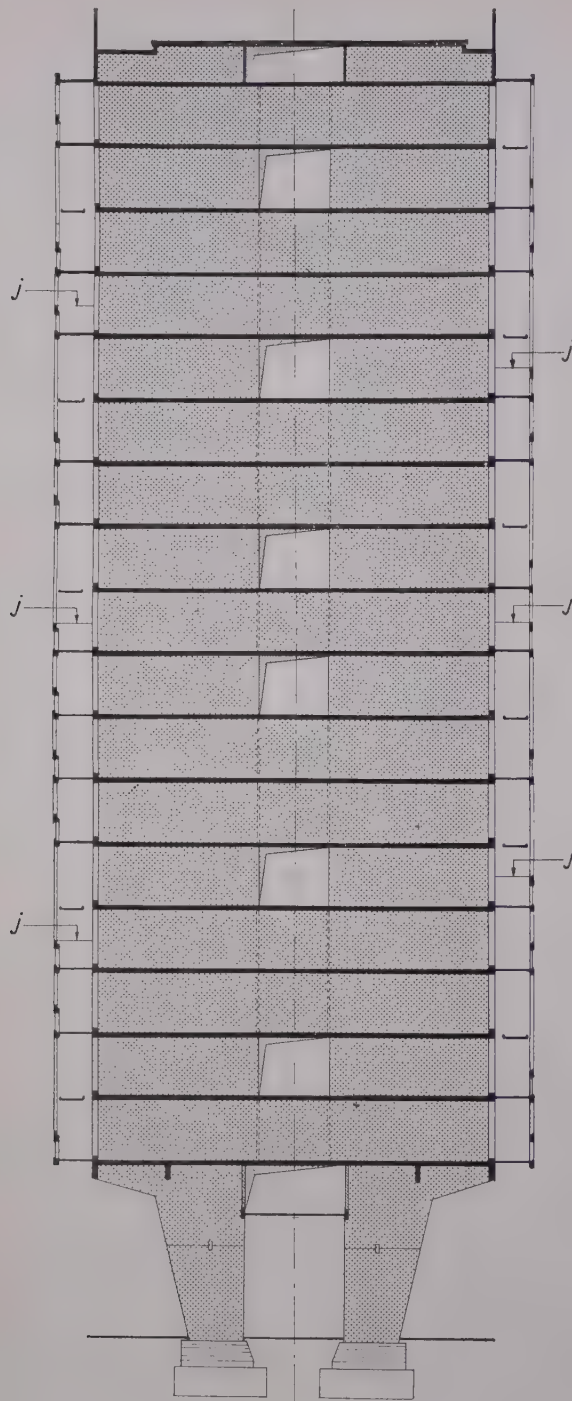


FIG. 13. — Murs en V. Coupe transversale.

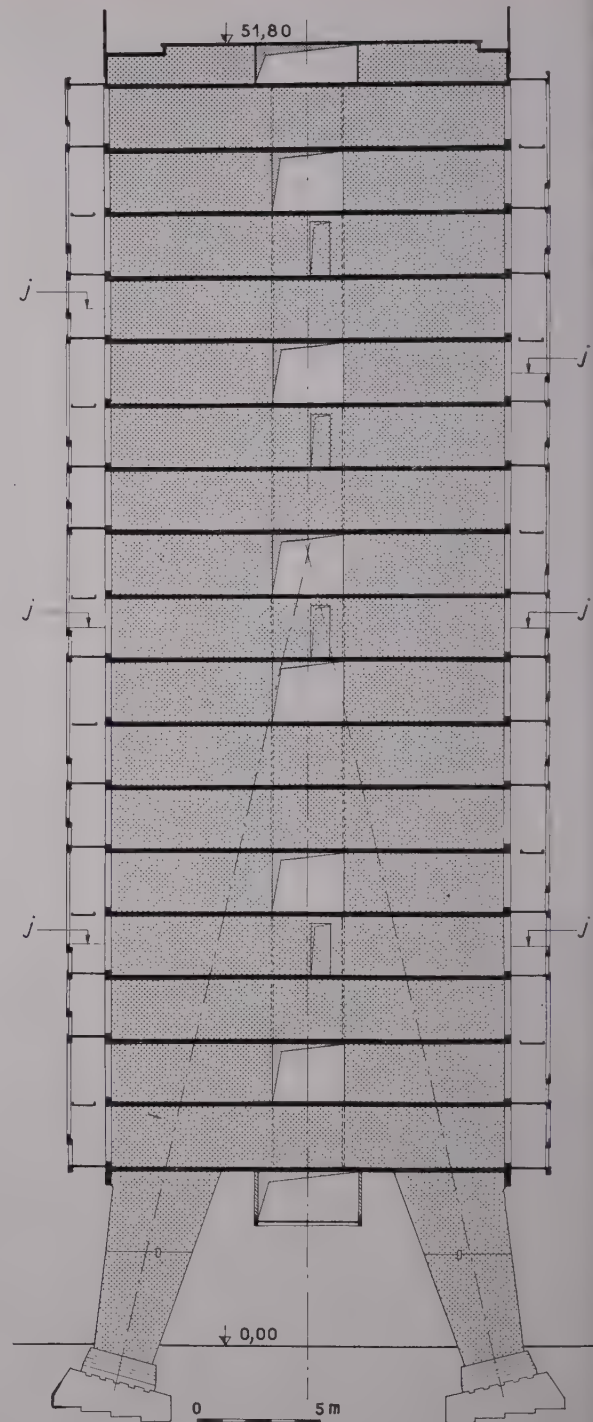


FIG. 14. — Murs en M. Coupe transversale.

j : joints diapasons horizontaux sur la profondeur des loggias

Les autres murs, dits murs en M (fig. 14) présentent, au contraire, une très grande stabilité et leur objet est donc : d'une part, de supporter les charges verticales apportées par le mur séparatif supérieur et, d'autre part, de transmettre aux fondations les efforts horizontaux correspondant non seulement à la travée qu'ils supportent, mais également aux deux demi-travées des murs en V adjacents.

Ainsi qu'on peut le voir sur la coupe transversale faite devant un des murs en V (fig. 13), les charges verticales descendent directement sans flexion, mais ces poteaux présentent aux efforts transversaux une stabilité très médiocre.

Par contre, la vue des murs en M (fig. 14) fait ressortir leur forte stabilité. Sur les figures 13 et 14 on remarque en outre les différents niveaux des planchers ainsi que les ouvertures correspondant aux rues intérieures.

L'inclinaison de l'axe des poteaux des murs en M n'est pas quelconque. Elle a été choisie pour que l'intersection des axes inclinés de ces poteaux avec l'axe de l'ouvrage coïncide approximativement avec le centre de poussée des efforts du vent transversal. De cette façon, l'effort du vent transversal apporterait théoriquement dans le poteau opposé au vent, un simple effort de compression supplémentaire et, dans le poteau sous le vent, un effort de soulèvement venant en déduction de la compression due aux charges verticales.

Pratiquement, ces poteaux sont légèrement fléchis car on a admis, par mesure de sécurité, que la répartition des pressions du vent sur la hauteur de l'édifice pouvait être différente de la répartition donnée par le règlement. Cette hypothèse a pour effet de déplacer le centre de poussée du vent et de créer des moments de flexion (relativement peu considérables) dans les poteaux en M.

Ce parti technique présente donc un intérêt évident puisque, pour la descente des charges de la construction jusqu'aux fondations, il permet de remplacer des trans-

missions par portiques qui auraient entraîné de gros efforts de flexion par des transmissions directes n'apportant pratiquement que des compressions.

A titre indicatif, chacun des poteaux des murs en V supporte uniquement 600 t de charges verticales. Les murs en M supportent, en plus de leurs charges verticales, un effort horizontal dû au vent de 55 t ayant son centre de poussée à 31 m du sol. Dans ces conditions, chacun des poteaux des murs en M supporte 620 t sans vent et, dans le cas du vent, cet effort est augmenté ou diminué de 120 t selon le sens du vent. On voit que pour ce type de construction le grand empattement des fondations permettrait d'augmenter encore la hauteur du bâtiment tout en conservant une excellente stabilité, à condition toutefois d'augmenter également la raideur de la tour qui présente, pour Rezé, une stabilité satisfaisante mais non surabondante.

Sujétions dues à l'insonorisation du bâtiment.

Le premier projet établi, par panneaux préfabriqués et précontraints, prévoyait une insonorisation excessivement poussée. En effet, les panneaux séparatifs d'appartements étaient doubles et un vide de 11 cm existant entre ces panneaux permettait de réaliser, dans le sens horizontal, une insonorisation quasi-parfaite. Dans le sens vertical, les planchers comprenaient la dalle préfabriquée et un faux plafond complètement indépendant de cette dalle.

Dans le projet qui a été réalisé, les dispositions employées pour obtenir l'isolation acoustique des appartements sont différentes. Dans le sens horizontal, la double cloison du premier projet a été remplacée par les murs dont nous avons déjà parlé qui présentent d'excellentes qualités d'isolation acoustique puisqu'ils comprennent une épaisseur de béton résistant placée en sandwich entre deux épaisseurs de béton cellulaire (fig. 17).



FIG. 15. — Poteaux porteurs en V et en M au niveau du rez-de-chaussée. Vue de l'extérieur.



FIG. 16. — Poteaux porteurs en V et en M au niveau du rez-de-chaussée. Vue de l'intérieur.

Dans le sens vertical, les planchers classiques qui ont été adoptés (plancher P. O.) étaient tout à fait insuffisants pour arrêter les bruits aériens et les bruits d'impacts. Après étude très serrée, à laquelle collabora non seulement l'Entreprise mais également M. Bernard, Ingénieur acousticien, on a réalisé, au-dessus des planchers P. O., une dalle flottante de 7 cm d'épaisseur armée par un treillis soudé et isolée du plancher par un feutre Saint-Gobain de 2 cm dont la constitution est étudiée en vue de l'obtention d'un affaiblissement acoustique maximum.

Cette dalle de 7 cm sert également à la réalisation du chauffage des appartements par le sol. Son épaisseur aurait pu être réduite à 4 cm s'il ne s'était agi que de protéger le feutre Saint-Gobain.

La figure 17 représente la coupe du plancher près des murs porteurs. Au-dessus du plancher P. O., on rencontre la laine de verre, un papier kraft, la dalle flottante de 7 cm dans laquelle sont incorporés les tubes de chauffage, la chape ciment avec les déflecteurs des tubes de chauffage et, enfin, le sol en Dalami. Cette dalle flottante épaisse assure donc un double rôle : chauffage par le sol et isolation acoustique.

En ce qui concerne le chauffage par le sol réalisé par les *Établissements Missenard-Quint*, nous nous contenterons de signaler que le tracé des tubes et leur liaison avec les colonnes montantes ont fait l'objet d'études très serrées pour permettre les légers déplacements de la

dalle flottante, et éviter les transmissions des bruits par les tuyaux de chauffage.

Les *Établissements Laurent Bouillet* chargés de la plomberie ont également étudié les chasses d'eau et les raccords des canalisations d'appartements sur les colonnes montantes pour que les transmissions des bruits par les canalisations soient réduites au minimum.

Tous ces efforts en vue d'obtenir un bon isolement acoustique des appartements ont été couronnés de succès : les locataires ont été agréablement surpris par le silence de l'immeuble et nous nous permettons de souhaiter que les mêmes précautions soient prises dans tous les groupes d'habitation en construction.

Pour terminer, nous insistons, M. Sechaud et moi, sur l'esprit d'équipe qui a toujours animé ceux qui participèrent à cette affaire. Esprit d'équipe entre les collaborateurs des architectes de notre bureau d'études, et des bureaux des entreprises, et excellentes relations avec le chantier.

La fourniture de nos plans à l'entreprise s'est faite sans histoire; de nombreux contacts avaient permis de nous mettre d'accord au préalable sur les modalités d'exécution, en particulier sur la réalisation de tous les éléments préfabriqués des façades et c'est cette collaboration efficace de tous les participants, autour du dynamique M. Wogenscky, qui a permis aux entreprises de terminer en temps voulu à la satisfaction du Maître de l'Ouvrage.

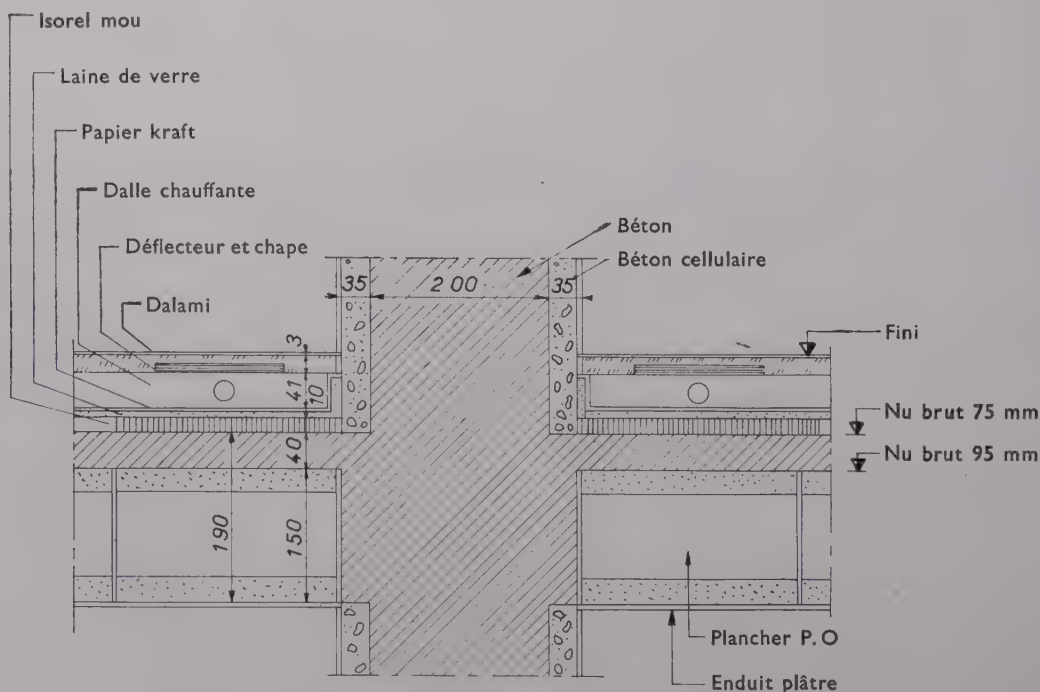


FIG. 17. — Coupes sur planchers (avec isolation phonique).

EXPOSÉ DE M. de MAUBLANC

La Compagnie d'Entreprises Électriques, Mécaniques et de Travaux Publics, (C. E. E. M. T. P.), avait obtenu, en février 1953, le Marché de l'immeuble de Nantes-Rezé, mais du fait des formalités administratives, le premier coup de pioche n'a été donné qu'aux environs du 1^{er} juillet, avec donc un retard de quatre mois au départ, sur les prévisions les plus optimistes. Ce retard de quatre mois a été le bienvenu, parce qu'il a permis de mettre au point dans le détail, l'organisation du chantier et le planning d'exécution des travaux. Ceux-ci ont donc pu être exécutés suivant les prévisions initiales, sans connaître les tâtonnements et les hésitations qu'on rencontre trop souvent.

L'organisation du chantier découle, d'une part de la conception même de l'ouvrage, de l'autre, des procédés de construction prévus.

1^o Conception de l'ouvrage.

L'immeuble est décomposé en quatre parties distinctes, deux éléments autostables et deux qui s'appuient sur les premiers. Cela avait donné l'idée, au départ, de construire l'immeuble par plots, comme on construit les barrages.

2^o Procédés d'exécution.

a) Les murs de refend porteurs avaient été prévus en béton banché entre deux plaques de béton cellulaire. Le très grand nombre de ces murs donnait la possibilité d'une industrialisation, plus exactement d'un travail à répétition : d'où la constitution d'équipes spécialisées pour chaque stade de la fabrication.

b) Enfin, de nombreux éléments préfabriqués avaient été prévus dès l'origine et il a fallu en assurer la fabrication.

Il n'y a pas lieu de s'étendre trop longuement sur les chantiers de préfabrication, chantiers pour les poutrelles et hourdis du type P. O. retenu pour les planchers, pour les armatures du béton armé préfabriquées au sol, pour les plaques de béton cellulaire qui constituaient les banchages des murs porteurs, et enfin pour toutes les pièces en béton armé : plaques de revêtement des pignons aveugles, loggias, claustras, tables des loggias, etc...

Il faut noter seulement que si l'on songe qu'outre ces ateliers de préfabrication, tous les autres corps d'état devaient être installés sur le chantier, les trois hectares disponibles étaient tout juste suffisants pour que chacun soit logé de façon satisfaisante et que l'intervention du pilote a été nécessaire pour résoudre les difficultés qu'engendrait la répartition des emplacements entre les différents entrepreneurs participant à l'ouvrage.

* * *

Un chantier comme celui de Nantes-Rezé, une fois définies les conditions exactes du travail, pose surtout des problèmes de manutention. Tous les matériaux qui sont, soit préfabriqués, soit préparés au sol, doivent, en définitive, être placés à des hauteurs qui, dans le cas de l'ouvrage en question, étaient en moyenne de 30 m puisque l'immeuble atteint 50 m.



FIG. 18. — Vue générale du bâtiment en cours de construction.

A l'époque où le chantier a débuté, les délais de livraison pour le matériel étaient relativement importants et l'équipement du chantier a été prévu avec une grue Otto Kaiser de 30 tm, de 25 m de portée et 32 m de hauteur sous crochet (32 m flèche horizontale et 48 m flèche relevée), dont l'entreprise disposait et qui a pu arriver sur le chantier dès le début des travaux; une seconde grue était nécessaire, de caractéristiques supérieures, au moins pour la hauteur sous crochet. Elle a été commandée pour la circonstance et le choix s'est porté sur une grue Weitz, à flèche horizontale, de 20 tm, de 58 m de hauteur sous crochet et 20 m de portée. Cette portée fut d'ailleurs en cours de travaux augmentée de 4 m par rallongement de la flèche, pour permettre l'approvisionnement de l'autre côté du bâtiment.

Cette organisation n'était peut-être pas la plus rationnelle; il est probable qu'un nombre de grues plus important, et tout au moins une troisième grue, aurait bien facilité les choses, le délai de dix-huit mois, tous corps d'état, étant assez tendu; le travail des grues a donc été planifié de façon à assurer en toute sécurité l'approvisionnement du chantier de gros œuvre, aussi bien que ceux des autres corps d'état. Ce planning a conduit bien souvent à faire travailler les grues en dehors des horaires normaux du chantier.

Les deux grues ont été installées de part et d'autre du bâtiment, le long des façades; leur portée était suffisante pour qu'elles puissent déposer sur la face opposée de la façade sur laquelle elles travaillaient, les matériaux ou les éléments préfabriqués qui devaient être mis en œuvre.

De plus, elles avaient été spécialisées : une grue pour un plot, de façon à éviter les roulages importants. Mais la grue Otto Kaiser ayant une hauteur sous crochet



FIG. 19. — Vue générale du bâtiment en cours de construction.

insuffisante, ne pouvait travailler que jusqu'au niveau 10 et dut être relayée à partir de ce niveau par la grue Weitz.

Organisation absolument classique au fond. La seule difficulté provenait d'un planning extrêmement serré.

En ce qui concerne l'organisation du travail proprement dite, l'originalité du chantier résidait dans la construction des murs de refend porteurs, dont le principe est exposé par ailleurs.

L'exécution pratique s'est faite de la façon suivante : L'Entreprise disposait de six-cents châssis environ, fabriqués pour la circonstance, et constitués par des profilés métalliques, ayant 1 m de largeur et la hauteur exacte des appartements à construire. Les montants de ces châssis étaient percés de façon systématique, de manière à pouvoir être accolés par des clavettes les uns aux autres, et constituer l'ossature d'un coffrage ; on venait ensuite remplir avec les plaques de béton cellulaire, réalisant effectivement ce coffrage. Les deux faces du coffrage ainsi constitué étaient rendues solidaires l'une de l'autre par des entretoises entourées d'un tube de carton permettant leur récupération après coulage. De plus, pour donner une rigidité suffisante à l'ensemble, on liaisonnait entre eux deux branchages consécutifs par des Croix Saint-André horizontales, en profilé. Une fois le mur ainsi préparé on plaçait, sur la partie supérieure des châssis, les poutrelles PO des planchers qui recevaient elles-mêmes les corps creux, en réservant naturellement les ouvertures ou les trémies nécessaires.

C'est une fois seulement tout ce travail préparatoire exécuté qu'on passait à la mise en place du béton, celle-ci se faisait en une fois, les grues apportant dans des bennes à fond ouvrant le béton préparé au moyen d'une centrale, le déversant dans le mur et ensuite sur les planchers pour réaliser les dalles de compression.

Ce travail a été étudié de très près avant d'être commencé et on avait pu déterminer à l'avance la composition des équipes qu'il conviendrait de mettre en œuvre pour que l'équipe de coffrage, par exemple, puisse, une fois

terminé son ouvrage sur un mur, aller reprendre un travail, identiquement le même sur le mur voisin, ou sur un mur situé à deux ou trois appartements de là.

De même des équipes de coulage, des équipes de déplacement des châssis, etc. ont pu être spécialisées. Aussi bien, l'on était parvenu à n'avoir pratiquement plus besoin, pour ces travaux, d'ouvriers qualifiés et la proportion des compagnons sur ce chantier peut être considérée comme anormalement basse pour un chantier de bâtiment, puisqu'elle a atteint en période normale d'activité quarante compagnons pour soixante manœuvres.

C'est certainement cette spécialisation des équipes, composées d'ouvriers sachant parfaitement ce qu'ils avaient à faire et refaisant toujours les mêmes gestes, qui a permis de respecter les délais imposés.

Il y aurait toutefois une réserve à faire : le respect de la vérité veut qu'on ajoute qu'à certaines périodes on a travaillé à deux postes sur le chantier, ce qui n'était pas prévu au planning. La raison en est que, si les architectes ont accordé six semaines de délai supplémentaire pour tenir compte des grèves du mois d'août 1953, et des intempéries, il y a eu en fait des journées d'intempéries dont l'incidence n'avait pas été prévue et qui d'ailleurs ne sont généralement pas prises en considération : les journées de grand vent. A partir du moment où l'on a atteint des hauteurs importantes, le vent qui, dans la région de Nantes, souffle quelquefois avec une certaine violence — sans qu'au sol on s'en aperçoive beaucoup — atteignait, au niveau où les ouvriers travaillaient, des vitesses considérables : le travail des ouvriers devenait dangereux et celui des grues à peu près impossible. Il en est résulté de nombreuses journées perdues et donc des retards sur le planning qui n'ont pu être rattrapés qu'en mettant en œuvre un deuxième poste de travail.

Ce bref exposé sur les conditions d'exécution du chantier n'a d'autres prétentions que de souligner les points

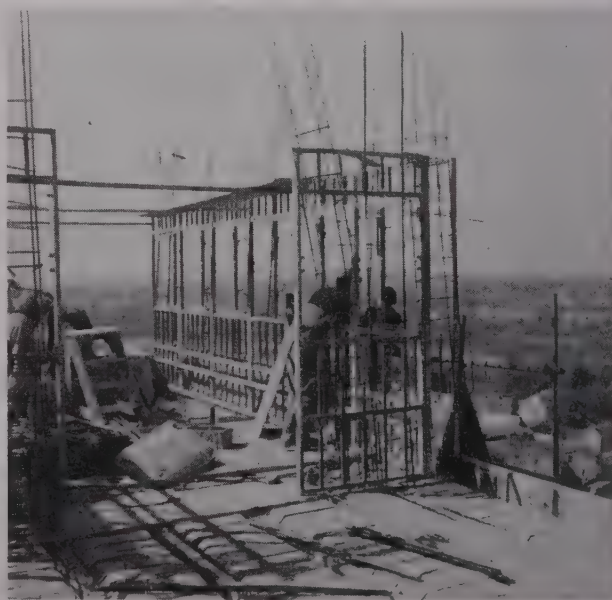


FIG. 20. — Mise en place des châssis métalliques pour la pose des panneaux en béton cellulaire formant coffrage de béton et assurant en l'état final l'isolation phonique entre les différents appartements.

présentant une certaine originalité. Un chantier de bâtiment n'est que rarement spectaculaire et — dans la mesure où il ne s'agit que de modes de construction traditionnels — ne donne pas lieu à des innovations sensationnelles.

Il paraît cependant nécessaire de souligner que les entreprises participantes ont réalisé à Nantes-Rezé une performance intéressante. 294 logements habitables — et pour nombre d'entre eux habités — en dix-huit mois. Cette performance a été rendue possible pour les raisons suivantes : 1° Le travail a été soigneusement préparé à l'avance et a fait l'objet d'un planning dont le respect est devenu l'objectif sacro-saint de tous les exécutants sur le chantier.

2° Aussi bien les architectes de l'atelier Le Corbusier, que les ingénieurs-conseils, ont toujours fourni en temps utile les plans d'exécution qui, sur certains chantiers, arrivent le matin où l'on doit couler : ceci sans doute parce que la conception initiale a été absolument respectée à l'exécution. Le fait n'est pas si fréquent.

3° La coordination des différents corps d'état était assurée de façon générale par les architectes et dans le détail par l'entrepreneur pilote. La Compagnie d'Entreprises Électriques, Mécaniques et de Travaux Publics se trouvait, à Nantes-Rezé, avoir les deux responsabilités d'entrepreneur de gros œuvre et d'entrepreneur pilote. En tant qu'entrepreneur pilote, elle avait eu la charge de préparer le planning tous corps d'état des entreprises

et ce travail avait pu être fait avec la collaboration constante, active et personnelle de l'architecte d'opérations pendant le délai qui nous a séparés, non seulement de l'ouverture du chantier, mais de l'intervention des corps d'état secondaires.

Au stade d'exécution, l'intervention de l'entrepreneur pilote a été concrétisée par la présence permanente sur place d'un ingénieur dont le rôle était de veiller au respect du planning et de s'assurer que les entrepreneurs organisaient leur travail de façon que les retards pris à un moment ou à un autre, puissent être rattrapés, soit par une organisation différente du travail, soit par l'amenée sur le chantier de moyens en matériel ou personnel plus puissants que ceux prévus initialement.

L'existence du pilote a constitué en l'occurrence un avantage certain. Elle est un lien entre les différentes entreprises et peut maintenir l'esprit qui doit régner sur un chantier de l'importance de celui de Nantes-Rezé.

4° Enfin, il faut bien dire qu'une grande part du succès tient au fait que la plupart des entreprises qui ont participé à cet ouvrage avaient envoyé sur place des éléments jeunes, certains même très jeunes, pour les représenter. C'est peut-être en partie à cette jeunesse qu'on doit l'enthousiasme, le mot n'est pas trop fort, avec lequel chacun s'est consacré à sa tâche. Mais c'est surtout à l'architecte que revient le mérite d'avoir créé ce climat. Il a su convaincre l'équipe qu'elle participait à la réalisation d'une grande œuvre.

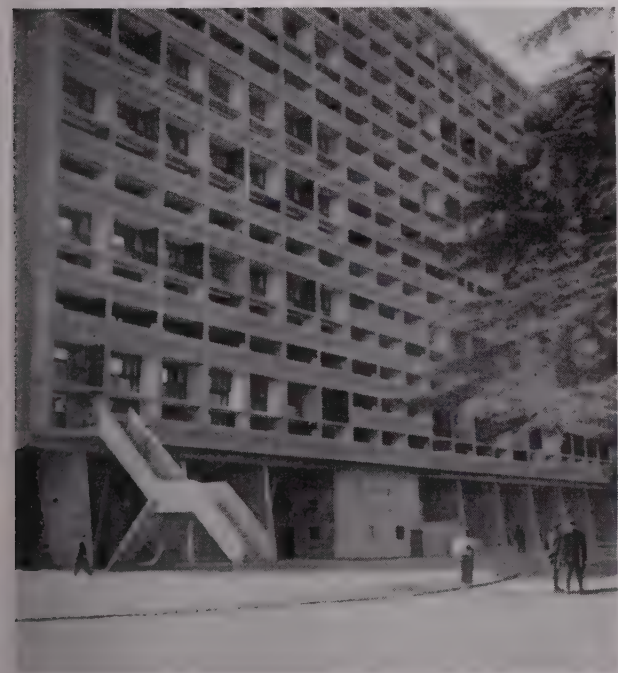


FIG. 21. — Façade ouest.



FIG. 22. — Façades transversale sud et longitudinale est.

DISCUSSION

Au cours de la discussion qui a suivi ces exposés, des précisions supplémentaires ont été demandées aux différents conférenciers par quelques auditeurs.

C'est ainsi que M. de MAUBLANC, Directeur Général Adjoint de la C. E. E. M. T. P., a été amené à décrire la fabrication du béton cellulaire suivant le procédé classique à la poudre d'aluminium; procédé qui a permis à son entreprise de réaliser « in situ », sans étuvage, dans une enceinte isotherme, des plaques de $1 \times 0,50 \times 0,03$ m, d'une densité de 0,4 à 0,5, donnant entière satisfaction tant du point de vue thermique que phonique.

M. DUSSERIS, Directeur de la Maison *Missenard-Quint*, a également été sollicité pour exposer les solutions qu'il a été amené à préconiser pour isoler phoniquement les conduites de chauffage. Il a décrit en détail les moyens choisis : désolidarisation de ces conduites à l'aide de flexibles métalliques, (afin d'éviter la transmission des bruits de percussion sur les dalles flottantes des différents étages) et isolation des tuyaux verticaux dans des gaines accessibles seulement de la rue, le nombre de ces tuyaux étant d'ailleurs limité à deux par appartement.

M. WOGENSCKY a complété ces indications en précisant que les colonnes montantes des canalisations de plomberie et d'alimen-

tation d'eau ont été isolées phoniquement des appartements l'aide de joints constitués par des tuyaux en plomb de 20 à 30 cm de longueur.

Enfin, M. ALAZARD des *Glaceries de Boussois*, a eu à décrire les verres assonores utilisés dans l'opération de Rezé-lès-Nantes. Ces verres récemment mis au point sont constitués par un double vitrage collé sur une bande de Klegecell; leur épaisseur varie de 12 à 18 mm pour une surface de $1,30 \text{ m}^2$ et leur isolation semble trois fois plus forte que celle des verres à vitre ordinaires puisqu'en laboratoire ils ont intercepté 46 decibels.

Une controverse animée s'est engagée ensuite entre partisans des unités d'habitation et partisans des pavillons individuels au cours de laquelle M. WOGENSCKY après avoir indiqué avec une grande probité les résultats obtenus par les études et les expériences fragmentaires entreprises sous l'égide de Le Corbusier à Marseille et à Rezé-lès-Nantes, a montré les avantages que l'on est désormais en droit d'attendre d'un urbanisme rationnel qui s'en peut permettre de réaliser dès à présent de grands ensembles architecturaux, devra, dans un proche avenir, permettre de créer des Cités Radieuses dans lesquelles unités d'habitation et maisons individuelles témoigneront des besoins permanents de l'homme.

Le Président M. Dessus a clos le débat en disant que nous sommes là témoins d'une expérience extrêmement intéressante et en souhaitant qu'elle soit observée de très près, dans toutes ses conséquences, notamment ses conséquences sociales, et qu'elle soit complétée par une expérience plus large qui permette de juger de ce que serait la vie d'un quartier d'unités de ce genre.

(Reproduction interdite)

49

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

MAI 1958

Onzième Année, N° 125

Série : TRAVAUX PUBLICS (49)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

JOURNÉES DE LA MÉCANIQUE DES ROCHES

17-18 Juin 1957

sous la présidence de

M. Armand MAYER.

Inspecteur général des Mines,

Président du Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques

COMMUNICATIONS TECHNIQUES RELATIVES A DES PROBLÈMES TOUCHANT A LA MÉCANIQUE DES ROCHES (I)

SOCIÉTÉ DE L'INDUSTRIE MINÉRALE
INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

SOMMAIRE

Présentation générale des journées par M. le Président Mayer	565
PRESSIONS ET MOUVEMENTS DES TERRAINS	567
B. Schwartz , Déplacement du rocher en place dans les exploitations charbonnières.....	569
R. Coeuillet , Le soutènement en galeries et la mécanique des roches.....	580
E. Tincelin et P. Sinou , Exemples d'application des mesures de pressions de terrains entreprises dans les mines de fer de Lorraine.....	599
G. Everling , Détermination de contraintes par mesures faites dans des trous forés au charbon et au rocher.....	617
J. Talobre , Fissuration et hétérogénéité des roches.....	629
P. Habib , Mesures de contraintes dans les piliers d'une carrière de craie.....	633
B. Kujundzic , Mesure des caractéristiques des roches en place.....	639
L. Obert , Comparaison des propriétés physiques des roches déterminées au laboratoire et in situ.....	648
H. Labasse , Les propriétés mécaniques des bancs.....	654
<i>Voir résumés des exposés : pages 569, 580, 599, 617, 629, 633, 639, 648.</i>	

CONTENT

General presentation of the meeting by the Chairman Mr. Mayer	565
PRESSURES AND MOVEMENTS OF SOILS	567
B. Schwartz , Displacement of rock formations in coal mines...	569
R. Coeuillet , Gallery supports and rock mechanics.....	580
E. Tincelin et P. Sinou , An example of the application of field pressure. Measurements in iron mines in Lorraine.....	599
G. Everling , A method for the determination of stresses by the measurement of deformations in borings drilled in rock and coal seams.....	617
J. Talobre , Fissuring and heterogeneity of rock formations.....	629
P. Habib , Measurement of stresses in the pillars of a schalk mine.....	633
B. Kujundzic , In place determination of rock characteristics.....	639
L. Obert , Comparison of laboratory and in situ determined physical properties of rock.....	648
H. Labasse , Mechanical characteristics of coal seams.....	654
<i>See summaries of the reports : pages 569, 580, 599, 617, 629, 633, 639, 648.</i>	

Ce fascicule a été réalisé en collaboration avec la Société de l'Industrie Minérale qui a fait paraître les différents exposés dans la " Revue de l'Industrie Minérale " et a bien voulu prêter aux Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics les clichés qu'elle avait établis à cet effet.

PRÉSENTATION GÉNÉRALE PAR LE PRÉSIDENT MAYER

Je vous remercie tout d'abord d'avoir bien voulu venir nombreux à ces Journées de mécanique des roches. Je voudrais saluer ici nos invités étrangers et, en particulier, M. Obert, Chef du Service de recherches physiques au Bureau of Mines des États-Unis, qui a traversé l'Atlantique pour participer à nos débats.

Je regrette infiniment, et vous la regretterez aussi, l'absence de M. Caquot qui avait accepté d'ouvrir nos séances et de présider la première. Malheureusement, M. Caquot a été atteint d'un deuil cruel, il a perdu sa sœur, et il est aujourd'hui en province, aux obsèques; il ne pourra donc participer à nos réunions. Il m'a demandé de le remplacer ce matin, ce que je fais, beaucoup moins bien certainement qu'il ne l'aurait fait lui-même. Et ce soir, il devait présider notre dîner; la présidence sera assurée par M. Longchambon, ancien ministre, Président du Conseil supérieur de la recherche scientifique, qui à ces titres éminents joint celui de professeur de minéralogie à la Faculté des Sciences de Lyon, ce qui fait que les questions que nous traitons l'intéressent de façon toute spéciale.

Je voudrais, en commençant, vous dire un peu pourquoi nous avons fait ces journées et débiter par quelques souvenirs personnels.

C'est tout à fait au début de ma carrière d'ingénieur, lorsque j'étais ingénieur des Mines de la Sarre, que j'ai été frappé par l'empirisme de ce que l'on appelait alors et de ce que l'on appelle, je crois encore, l'art du mineur. Le caractère fatal de la qualité du charbon, lequel était dur ou tendre selon les veines et non selon les conditions techniques d'exploitation, me choquait; il y avait là quelque chose que je ne voyais pas très bien; le charbon est en effet comme tous les matériaux; lorsqu'il est comprimé au voisinage de l'écrasement il devient tendre; lorsqu'il est intact et non fissuré, il est dur. Ceci est peut-être un peu schématique, mais il y avait tout de même dans le fait de ne pas en tenir compte quelque chose qui me surprenait.

D'autre part, le mode de fixation des prix qui résultait d'un marchandage et non d'une étude technique m'étonnait. Mais l'idée d'un bureau d'études du fond que j'avais proposé à l'époque, justement par intérêt pour ces problèmes de mécanique des roches, était probablement prématurée puisqu'il n'a été mis en œuvre que pas mal d'années après.

Après la Sarre, je suis rentré à Paris et j'ai trouvé d'autres problèmes qui relevaient également de la mécanique des roches, en particulier celui des terrains sous-cavés de la région parisienne. A l'heure actuelle, vous savez certainement que 10 % de la surface de Paris est construite sur d'anciennes carrières; or il y a d'anciennes carrières dans toute la région parisienne et l'on interdit la construction sur carrière sous prétexte qu'elle n'est pas sûre, que le terrain risque de s'effondrer.

Pourquoi risque-t-il de s'effondrer? N'y aurait-il pas là un critère technique? C'était une question qui m'avait également beaucoup préoccupé et je crois que maintenant nous pouvons la considérer comme résolue. L'étude de ces différentes questions m'avait conduit à chercher où on les étudiait, et m'avait amené au Professeur Terzaghi, à Vienne, et à la mécanique des sols.

La mécanique des sols m'a pendant très longtemps détourné des travaux en profondeur. Ce n'est qu'après la guerre que j'ai appris qu'un ingénieur de notre laboratoire, M. Dawance, qui avait monté avec M. L'Hermite un appareil pour la mesure en place du module d'élasticité du béton, avait été contacté par un ingénieur des Mines de l'Est de la France, M. Tincelin, qui nous fait le plaisir d'être ici, lequel entreprenait des études sur les pressions de terrains dans les mines de fer de l'Est. C'était le commencement de la mécanique des roches en France.

A la suite des études faites en commun avec M. Tincelin, ou au cours de ces études, a été mise au point la méthode du vérin plat, qui a été présentée au congrès de la pression, à Liège, il y a déjà de nombreuses années. En même temps, des méthodes analogues étaient appliquées à l'Électricité de France, par M. Talobre, pour l'étude des revêtements de galeries, et enfin du côté des Houillères, par M. Schwartz.

Il y avait là un ensemble de travaux et de résultats dans lesquels j'aurais voulu voir une extension de la mécanique du sol, une extension en profondeur, naturellement. Nous avons envisagé tout d'abord, au Comité Français de la Mécanique des Sols, d'avoir au congrès de Londres, qui se réunit en août, une section spéciale. Cela n'a pas été possible, les sections étant déjà constituées; si bien que nous avons pensé qu'il pourrait être intéressant de faire savoir, avant ce congrès de Londres, ce que nous entendions par Mécanique des roches, les applications qu'elle pourrait comporter, non seulement pour le mineur mais aussi pour l'ingénieur des Travaux publics.

Grâce à l'appui que j'ai reçu de M. Vielledent, Ingénieur en chef des Mines, Professeur à l'École des Mines et à la Société d'industrie minière, de M. Guérin, Directeur adjoint de l'Institut technique et de M. Schwartz, Ingénieur en chef des Mines, Directeur technique de l'École des Mines et de la Métallurgie de Nancy, ces journées ont pu être organisées et je les en remercie tous trois très chaleureusement.

Voici donc comment ces Journées sont nées et pourquoi elles ont lieu en ce moment, bien qu'il y ait eu un congrès à Essen et un congrès à Leeds, où ont été traitées les mêmes questions ou des questions très voisines, mais en l'absence complète des ingénieurs des Travaux publics. Et c'est précisément le désir d'une confrontation des points de vue des ingénieurs des Travaux publics et des ingénieurs des Mines, dont j'avais peut-être alors l'impression qu'ils travaillaient chacun de leur côté, qui nous a incités à faire ces réunions. Votre présence ici me prouve que nous ne nous étions pas trompés, nous l'espérons du moins.

Je voudrais maintenant vous dire deux mots du programme. Nous avons bien hésité avant de l'établir, de façon à nous limiter à des questions qui intéressent à la fois les mineurs et les ingénieurs des Travaux publics, et pour éviter, si possible, des redites par rapport à des congrès antérieurs.

La question de mesure des contraintes, de mesure des caractéristiques des roches en place, avait déjà été traitée et consacrer des journées exclusivement à cette question aurait été reprendre des problèmes en grande partie connus.

Certaines applications, comme l'intervention du rocher dans la tenue des revêtements de tunnels et de galeries en charge, avaient été très étudiées et avaient fait l'objet de communications, sous les auspices de l'Électricité de France. Il n'y avait pas lieu de les reprendre.

D'autres, plus récentes, qui mettent en jeu la perméabilité des roches, comme la constitution de réservoirs naturels de gaz, nous avaient paru évidemment très intéressantes, mais peut-être un peu spéciales pour faire l'objet de telles réunions.

Certaines autres, comme la prévention des coups de charge par la décompression systématique des roches, se prêtaient mal à une discussion ici, à Paris. Nous n'avons pas, en France comme en Afrique du Sud, de mines à plus de 2 000 m de profondeur et on ne fait pas tous les jours de tunnel sous le Mont Blanc.

La détection du mouvement du toit ou des chutes de blocs par le capteur sonique est une question éminemment intéressante et qui du point de vue de la sécurité peut donner des résultats très importants, mais elle est ici peut-être trop nouvelle pour faire l'objet d'exposés.

C'est pourquoi, après avoir hésité, après avoir décidé de consacrer une journée à l'étude des pressions et mouvements de terrains, nous avons mis à l'ordre du jour de la seconde journée deux applications de première importance dans les Mines, les Travaux publics et même les carrières — je n'oublie pas naturellement que je dirige un Centre de recherches de l'industrie du ciment — ces deux questions étant le boulonnage au toit et l'emploi des explosifs.

Le nombre et la qualité des communications que nous avons reçues nous ont prouvé que ce choix était judicieux. Je ne puis ici remercier tous ceux qui nous ont apporté le concours de leur savoir et de leur expérience. Je voudrais cependant exprimer ma reconnaissance à M. James Westfield, directeur du Bureau of Mines des États-Unis, qui m'a donné son accord, à la première lettre que j'ai eu l'occasion de lui écrire. Il m'a simplement répondu : « Combien de rapports voulez-vous ? Un ? Deux ? Trois ? » J'ai répondu : trois bien entendu. Ceci nous vaut trois communications dont vous apprécierez l'intérêt, malgré certaines imperfections de traduction dont je m'excuse ; le travail a dû être fait très vite. Grâce à M. Vielledent et à M. Guérin, vous constaterez que toutes les communications sont à votre disposition ; je dis toutes, car les deux dernières viennent d'arriver et vous pourrez les prendre tout à l'heure.

Un mot enfin de l'organisation de nos deux journées. Nous n'avons pas la prétention de faire ici un congrès, et surtout un congrès international, mais simplement une réunion d'ingénieurs français à laquelle nous avons invité quelques personnalités étrangères. Nous nous excusons auprès d'elles de ce que toutes les communications seront présentées en français. C'est ainsi qu'un certain nombre d'orateurs seront peut-être surpris de voir comment résonne leur texte lorsqu'ils l'entendront présenté en français par l'un d'entre nous. Mais cela n'empêchera pas les discussions ; l'auteur de la communication sera appelé à répondre à toutes les questions qui pourront lui être posées et là j'espère que nous arriverons à les traduire de façon assez rapide pour que les discussions puissent se tenir.

Les auteurs de communications en langue étrangère constateront que la célèbre parole « Traduttore traditore » s'applique, mais nous savons qu'ils nous le rendront quand nous irons chez eux et que nous leur enverrons des communications en français.

Bien entendu, les interventions pourront être faites dans la langue de l'auteur ; nous espérons donc pouvoir les traduire si les auteurs des interventions acceptent de monter à la tribune.

Nous espérons que ces interventions seront nombreuses ; elles seront la preuve de l'intérêt que vous aurez tous pris aux exposés qui vous seront faits.

Je crois que voilà les quelques détails que je voulais vous donner. Je m'excuse d'avoir été un peu long et je passe la parole à M. Schwartz, Ingénieur en chef des Mines et Directeur de l'École de la Métallurgie et de l'Industrie des Mines de Nancy.

PREMIÈRE JOURNÉE

Séance du lundi 17 juin 1957 (matin)

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE

M. A. CAQUOT

Membre de l'Institut

PRESSIONS ET MOUVEMENTS DES TERRAINS

Pressions et mouvements des terrains

DÉPLACEMENT DU ROCHER EN PLACE DANS LES EXPLOITATIONS CHARBONNIÈRES

par **M. B. SCHWARTZ**

Ingénieur en chef des Mines,
Directeur technique de l'École Nationale Supérieure
de la Métallurgie et de l'Industrie des Mines de Nancy

I. — INTRODUCTION

1° Généralités. Exposé du problème

C'est en septembre 1952 qu'a été effectuée dans les Charbonnages de France la première campagne de mesures de mouvements de terrains. Depuis cette époque, plus de 100 campagnes ont été exécutées dans des tailles ou dans des voies. Une synthèse des résultats a fait l'objet d'articles publiés dans la *Revue de l'Industrie Minérale*, numéros d'avril, mai, juin et septembre 1956. Le but du présent exposé est l'étude des mouvements du rocher en place dans les chantiers du type voie, ou chambres, ou avancements.

Pourquoi avons-nous mesuré les mouvements?

En fait, sous sa forme la plus générale, le problème se posait de la façon suivante :

Quels sont les facteurs susceptibles d'influencer la tenue des épontes? Comment, à l'aide d'un soutènement minimum, tenir, au mieux, la voie?

2° Choix de la convergence comme « paramètre d'étude »

Tenue des épontes, tenir une voie, il nous appartient d'abord de définir ces termes.

Or, c'est là déjà un problème éminemment complexe et il faut bien reconnaître que jusqu'ici, nous ne sommes pas parvenus à définir scientifiquement ce terme de « tenue » d'une

éponte. Nous avons alors, faute de mieux, décidé provisoirement d'assimiler tenue et mouvements, admettant par là qu'une éponte se tiendra d'autant mieux que ses mouvements seront plus faibles et plus réguliers.

Pour schématiser nos hypothèses, on dira (fig. 1) que la section *a* correspond à un toit en bon état, alors que les sections *b* ou *c* traduisent une détérioration du toit.

Nous n'avons actuellement procédé qu'à des mesures de mouvements; en prenant plusieurs repères voisins, on en déduit le gradient dans l'espace.

Quels mouvements avons-nous mesurés? Des mouvements absolus, à l'aide de mesures de géomètres? Non. Nous avons préféré, pour débiter, utiliser les mesures de convergence (rapprochement toit-mur).

Les raisons de notre choix sont les suivantes :

— Les mesures absolues sont longues et leur précision est souvent illusoire. Elles se font à partir d'un point supposé fixe. Or, un point, pour être fixe, doit être pris très loin de toute exploitation et dès lors la nécessité de procéder à des cheminement successifs se traduit par d'importantes erreurs.

— Les mesures de convergence sont faciles et rapides, et il nous fallait, pour « débrouiller » les problèmes, des mesures faciles à effectuer, ne nécessitant ni des appareils compliqués, ni, de la part des mesureurs, une compétence extraordinaire. Aussi malgré l'inconvénient grave de ne pouvoir séparer les mouvements du toit des mouvements du mur avons-nous décidé de commencer nos études par les mesures de convergence.

RÉSUMÉ

Le présent exposé étudie les mouvements du rocher en place dans les chantiers du type voie ou chambres, ou avancements.

Le paramètre d'étude choisi a été la convergence (rapprochement toit-mur). On a établi la courbe de convergence d'un doublet en fonction du temps (le doublet étant, par définition, constitué de deux broches l'une dans le toit, l'autre dans le mur).

Les convergences en fonction du temps sont représentées par une courbe logarithmique.

On indique les applications de la représentation logarithmique pour la recherche future et pour les conclusions pratiques immédiates en ce qui concerne le boulonnage, le calcul du soutènement d'une voie et l'influence du facteur temps.

SUMMARY

This article is devoted to a study of the movement of rock formations in typical gallery, chamber and advancing operations.

The parameter selected for the study was the convergence between the roof and the foot wall measured as a function of time and expressed by a curve. Convergences were measured between pins fixed in pairs in the roof and the foot wall in such a way that the lines joining the sets of pins were approximately perpendicular to the stratification.

The convergences of those pins expressed as a function of time are indicated on a logarithmic curve.

Applications of the logarithmic curve for future research and for immediate practical purposes in roof bolting, design of timbering and gallery supports and for estimating the influence of the time factor are also given attention.

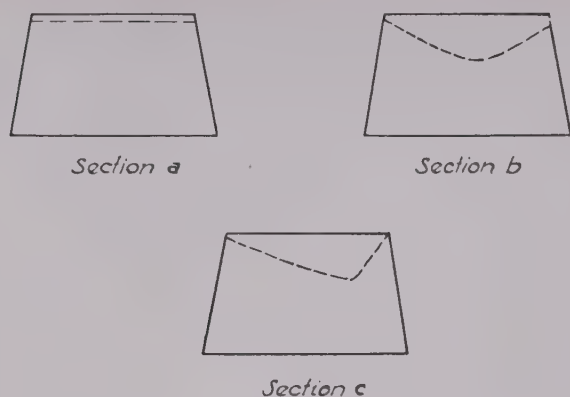


FIG. 1.

3° Comment a été abordé le problème général

Le paramètre d'étude étant choisi (la convergence), il restait à définir la manière de procéder pour aborder le problème général de l'influence, sur la tenue des voies, des différents facteurs que l'on peut faire varier.

C'eut été une folie que de prendre ce problème de front, en essayant « ex abrupto » de faire varier le soutènement par exemple ou la largeur du tracé et d'en rechercher les conséquences.

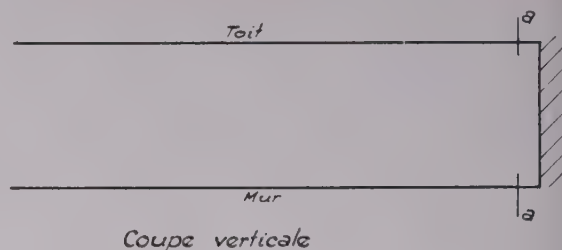


FIG. 2.

De telles expériences ne peuvent prendre place que lorsqu'on sait exactement « ce qui se passe », lorsqu'aucun facteur ne varie (en fait malheureusement il y en a toujours qui varient, ne serait-ce que la nature des terrains; mais en tous cas il ne faut pas en faire varier volontairement d'autres).

L'étude du phénomène élémentaire, c'est-à-dire de la courbe de la convergence d'un doublet ⁽¹⁾ en fonction du temps a donc été notre premier objectif. Et encore avons-nous séparé l'étude en plusieurs phases, la première étant relative à la période où la voie est en vierge, c'est en somme l'influence de l'avancement de la voie sur ses propres mouvements, la seconde à la période où la voie est influencée par sa propre taille, avec éventuellement, une phase intermédiaire de l'influence sur la voie d'une taille qui lui est sus ou sous-jacente.

Chacune de ces influences a fait l'objet d'une étude approfondie. Nous ne détaillerons ici que la première.

II. — MOUVEMENTS DANS DES VOIES EN L'ABSENCE DE TOUTE INFLUENCE EXTÉRIEURE

1° Forme générale des courbes de convergence

a) Les impulsions

(Résultats des deux campagnes de Petite-Rosselle)

Nous avons représenté, figure 3, un certain nombre de courbes obtenues pour les doublets d'une même section ⁽¹⁾.

L'axe vertical $Y Y' Y''$, origine des temps, est l'instant du tir qui a mis à nu les épontes, permettant ainsi la pose des broches. Le point O des courbes est l'instant de pose : il y a entre deux et dix heures entre cette origine O et l'axe $Y Y' Y''$.

L'examen de cette figure frappe dès l'abord par le fait que toutes les courbes présentent la même allure; énonçons quelques observations :

1. Entre la première mesure et celle à la verticale $XX' X''$ il y a très peu de mouvements.
2. A ce moment, toutes les courbes présentent une petite impulsion rapidement amortie.
3. Une nouvelle impulsion surgit en $TT' T''$, elle est très importante, mais s'amortit à son tour.
4. On distingue encore un certain nombre d'impulsions, mais elles s'atténuent en amplitude.
5. La courbe enveloppe a une allure très semblable pour les différentes courbes.

⁽¹⁾ Une section est constituée par un ensemble de doublets voisins posés le long d'une coupe transversale de la voie (fig. 4).

A quoi correspondent ces impulsions? Représentons, figure 5, la voie en coupe : $XX' X''$ correspond au début de l'abatage du bouchon au marteau-piqueur entre F et G. $TT' T''$ est l'instant du tir qui va abattre le bloc $FF' GG'$ (l'instant origine, axe $Y Y' Y''$ sur la figure 3, est l'instant du tir du bloc $EE' FF'$).

Les impulsions suivantes, marquées par des flèches sur la figure 3 correspondent à des tirs successifs dans la voie. Ainsi chaque tir crée une impulsion; ces impulsions deviennent de moins en moins importantes; une impulsion est une courbe amortie, la courbe enveloppe est elle-même une courbe amortie. Avant d'étudier cette courbe enveloppe, revenons sur la première observation concernant les mouvements entre l'origine et $XX' X''$.

b) La convergence du tir de pose

Donnons ici trois définitions : nous appellerons *tir de pose* le tir qui a mis à nu les épontes là où l'on a posé le doublet. C'est, sur la figure 5, le tir $EE' FF'$, c'est-à-dire le tir qui a précédé la pose, et nous appellerons *tir suivant*, le tir qui suit cette pose. C'est sur la figure 5, le tir $FF' GG'$.

Enfin, nous appellerons *convergence de tir de pose*, la convergence de cette phase OX qui va de l'instant de la pose O au tir suivant $XX' X''$.

⁽¹⁾ Un doublet est, par définition, constitué de deux broches l'une dans le toit, l'autre dans le mur, la ligne les joignant étant à peu près perpendiculaire à la stratification (fig. 2).

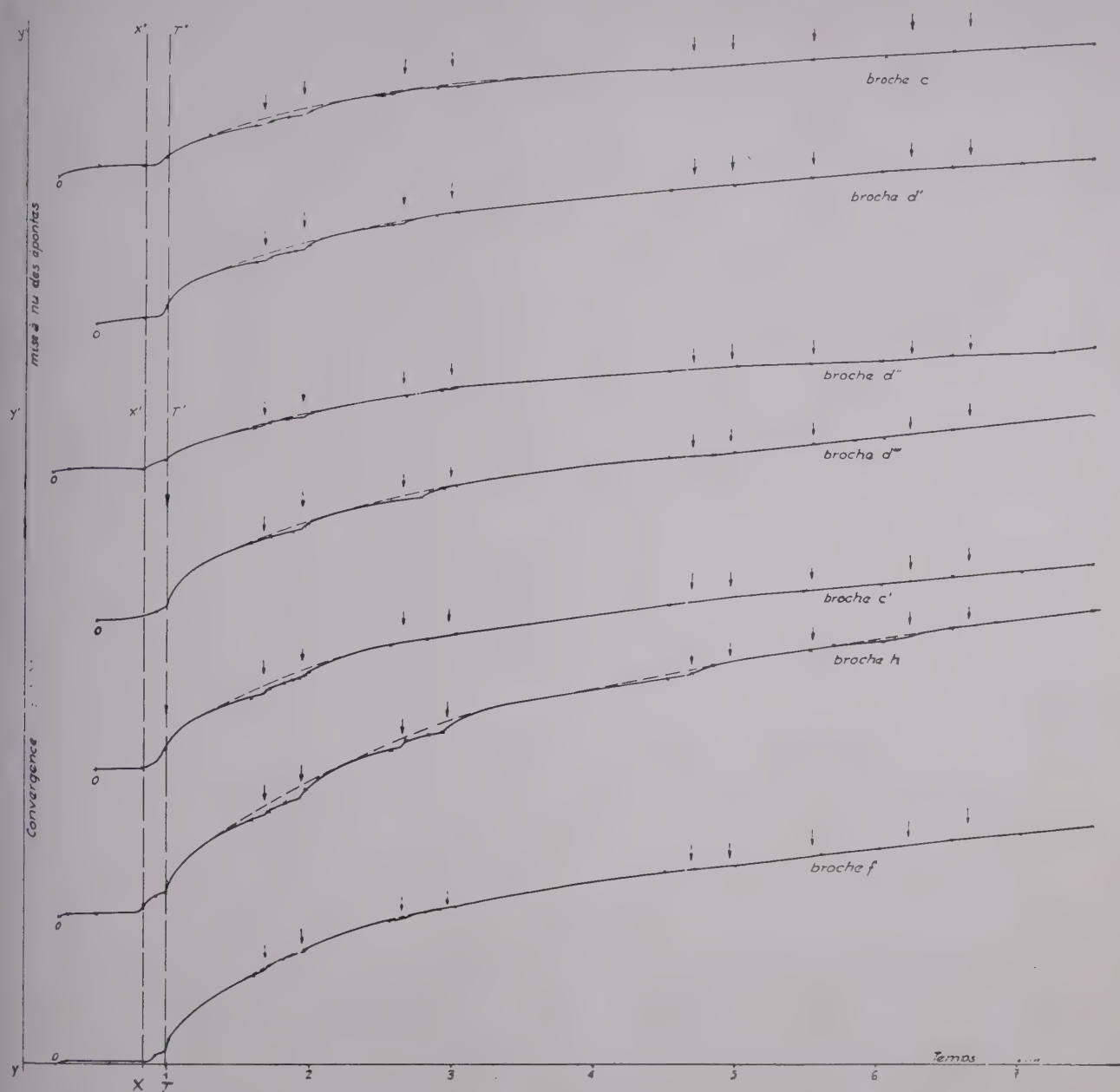


FIG. 3.

Évidemment, on a perdu de cette phase au moins les deux premières heures. Dès lors, malgré l'observation 1, rien ne nous permet d'affirmer que ce mouvement du tir de pose est faible, car il a pu se produire entre l'heure h , heure du tir de pose et l'heure de pose, un bond, c'est-à-dire, un mouvement de grande amplitude.

Un fait nous pousse à penser que cela n'est pas : c'est la comparaison des mouvements dus respectivement au tir de pose et au tir suivant entre les heures $h + 2$ et $h + 10$ par exemple (on a pris comme origine $h + 2$ pour considérer des périodes comparables pour les deux tirs). On constate que le deuxième tir donne des mouvements d'une amplitude de cinq à quinze fois supérieure à celle du premier.

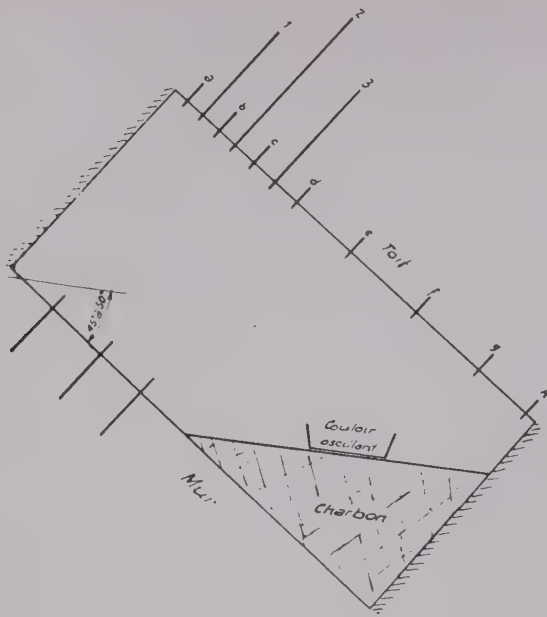


FIG. 4.

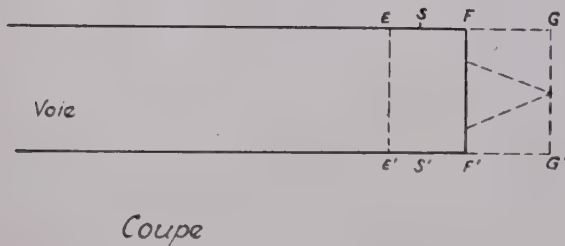


FIG. 5.

c) Équation logarithmique des convergences en fonction du temps

Les courbes enveloppes de la figure 3 ayant une allure amortie, nous nous sommes demandés, si, à partir du point O, elles ne seraient pas des courbes logarithmiques en fonction du temps. La vérification n'en est pas compliquée : reportées sur un graphique à échelle semi-logarithmique (échelle log en abscisse), on doit trouver des droites passant par l'origine.

Précisons cependant la question : cela n'est pas inutile.

Considérons, figure 6, une courbe logarithmique d'asymptote oy. Si l'axe des abscisses est ox, le point A a une abscisse 1 car, par définition, $\log 1 = 0$. Si pratiquement nous voulons représenter cette courbe sur un graphique semi-logarithmique, c'est-à-dire à échelle logarithmique en abscisse, partant de A comme point initial ⁽¹⁾, nous mesurerons les ordonnées des points B, C, D, E, etc... N, qui ont comme abscisses successives 2, 3, 4, etc... n et nous reporterons sur le graphique semi-

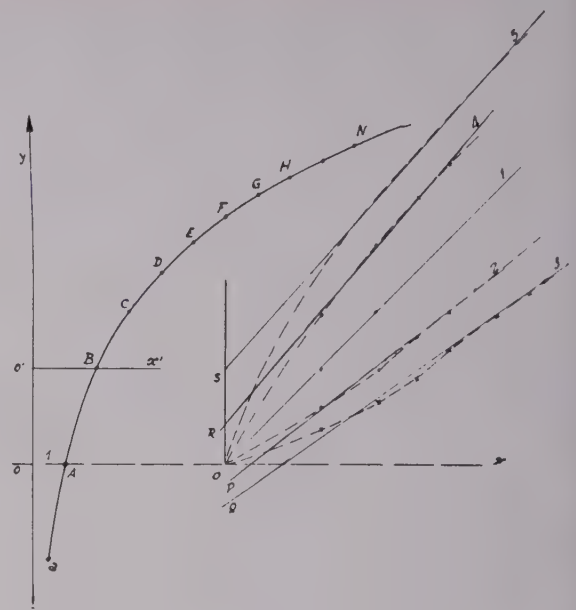


FIG. 6.

logarithmique ces ordonnées en regard de $\log 2$, $\log 3$, $\log 4$, etc... $\log n$. Nous obtenons ainsi la droite 1 du graphique figure 6.

La caractéristique de la courbe logarithmique est que si, partant maintenant d'un autre point initial ⁽¹⁾, le point B par exemple, l'axe des abscisses devenant Bx', nous refaisons la même opération, c'est-à-dire que nous transformons à nouveau la courbe sur un graphique semi-logarithmique, nous obtenons la même droite 1, si nous respectons cependant la condition essentielle que l'unité soit égale à BO' : en effet, puisque B devient point initial, son ordonnée est nulle, donc son abscisse est 1 ($\log 1 = 0$).

Cela signifie que pour obtenir la droite 1, il faudra prendre comme points d'abscisses successives 2, 3, 4, etc... les points D, F, H, etc... et non C D E F G H, etc...

Si l'on ne prend pas cette précaution, et que, adoptant le point B comme point initial, on commette l'erreur de prendre comme points d'abscisses 2, 3, 4, etc... les points C D E etc... on obtient le graphique 2 figure 6. Ce n'est plus une droite, mais une courbe nettement incurvée, du moins près de l'origine et qui tourne sa concavité vers le haut.

Cependant, à partir du point d'abscisse $\log 2$, l'alignement, bien qu'imparfait, et théoriquement sans aucun sens, est pratiquement correct. Reprenant alors la droite 2 et la prolongeant en deçà de $\log 2$, on obtient un point P, une ordonnée à l'origine négative.

Si nous avons pris comme point initial le point C, en commettant la même erreur, c'est-à-dire en prenant encore comme points d'abscisses successives 2, 3, 4 etc... les points D E F G etc... on aurait obtenu la courbe 3, un alignement moins bon, une ordonnée à l'origine plus élevée.

Dans les deux cas qui précèdent, l'unité est trop petite. Si maintenant on considère les cas inverses, où l'unité est trop grande (partant du point initial A et prenant comme points d'abscisses successives 2, 3, 4, etc... les points C E G, etc...), on obtient des courbes 4, 5 tournant leur concavité vers le bas. Les alignements, à partir de $\log 2$ sont encore aussi valables

⁽¹⁾ Le point initial est, par définition, le point d'abscisse $x = 1$.

que dans les cas précédents, les droites ont des ordonnées à l'origine positives et d'autant plus grandes que l'erreur d'unité est plus grande.

Autrement dit, ayant choisi le point initial, qui peut être pris n'importe où, on n'obtient une droite (et qui passe alors par l'origine), que si l'unité est convenablement choisie, à savoir : égale à la distance entre le point initial et l'asymptote. Si l'unité est mauvaise, l'alignement n'est plus parfait, il est d'autant moins bon que l'erreur est plus grande. Si l'unité est trop grande, la concavité est vers le bas et vice-versa. Les droites « approximatives » ont des ordonnées à l'origine positives si l'unité est trop grande, négatives dans le cas inverse et d'autant plus élevées en valeur absolue que l'erreur est plus grande.

En fait, ce n'est pas tant la valeur b de l'ordonnée à l'origine qui caractérise l'erreur d'unité, mais son rapport à la pente a de la droite. Ce rapport $\frac{b}{a}$ caractérise donc, avec le défaut d'alignement, l'erreur d'unité.

Appliquons ces considérations aux courbes de convergence. Le point initial que nous choisissons est l'instant du tir suivant. La position de l'asymptote, nous l'ignorons, nous ignorons donc l'unité. Nous avons initialement choisi une unité de 24 heures, pour l'unique raison que nos mesures étaient quotidiennes. Et nous avons ainsi obtenu la figure 7 en mesurant sur les courbes de la figure 3, et par rapport au point initial, les convergences aux temps 24, 48, 72 heures, soit aB , bB , cC , etc... (voir fig. 8 qui est une courbe de la fig. 3 agrandie), que nous avons reportées sur un graphique semi-logarithmique en regard de $\log 2$, $\log 3$, etc...

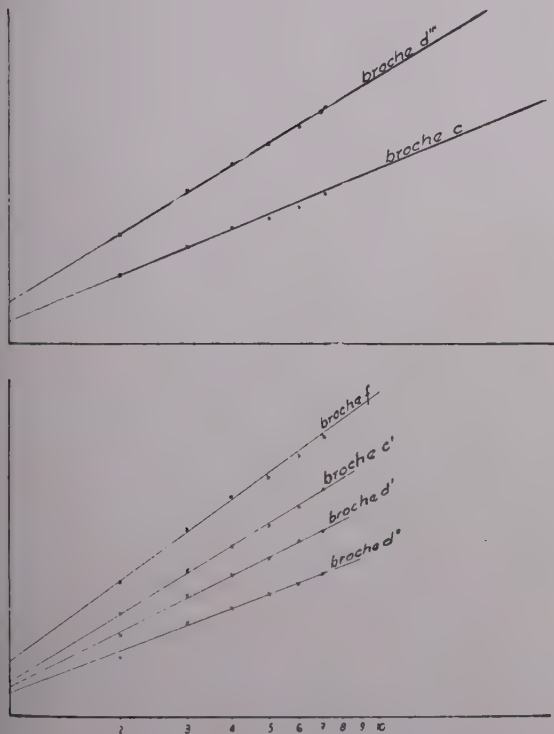


FIG. 7.

Nous constatons :

- que les courbes obtenues ont une concavité vers le bas ;
- qu'à partir du $\log 2$, les alignements sont très corrects ;
- que les ordonnées à l'origine sont positives.

D'où l'idée que les courbes sont, avec une bonne approximation, logarithmiques, et que l'unité a été mal choisie, en l'occurrence, trop grande.

On peut représenter, à partir de $\log 2$, les droites de la figure 7 par une formule simple.

Soit Y_n la convergence du point d'abscisse n (n fois 24 h) à partir de l'asymptote, ou $n-1$ fois 24 à partir de 0, point initial (le tir suivant), on a :

$$(\text{Équation 1}) \quad Y_n = a \log n + b$$

a étant la pente, b étant l'ordonnée à l'origine.

Or on constate à première vue sur les « droites » de la figure 7 que b est d'autant plus élevé que a l'est lui-même. D'où cette idée de voir s'il n'existe pas une corrélation entre ces deux valeurs : l'expérience a confirmé cette manière de voir, le coefficient de corrélation r entre les valeurs des a et b est de 0,885 et la droite de régression passe par l'origine ⁽¹⁾. On peut donc dire que l'on a, pour l'ensemble des doublets de ces trois sections, la relation statistique $b = k a$. L'équation (1) se met alors sous la forme :

$$\begin{aligned} Y_n &= a \log n + ka = a (\log n + k) \\ &= a \log c n \end{aligned} \quad (\text{Équation 2})$$

en prenant $k = \log c$.

Ainsi toutes les courbes des doublets d'une même section présentent la même erreur d'unité ; or nous sommes partis pour toutes ces courbes de la même unité, à savoir 24 heures, donc toutes les courbes auront la même asymptote ; et celle-ci ne se trouve pas à 24 heures avant le point initial.

Or, le seul fait d'énoncer cette constatation suffit pour en prouver l'évidence. Que représente cette unité 24 heures dans les mouvements du toit ou du mur ? Rien évidemment.

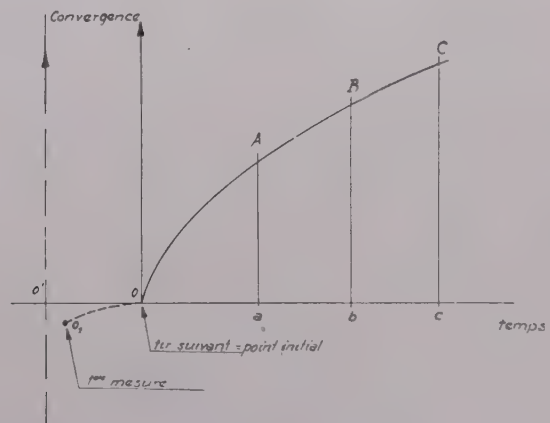


FIG. 8.

⁽¹⁾ De tous les doublets de trois sections très voisines.

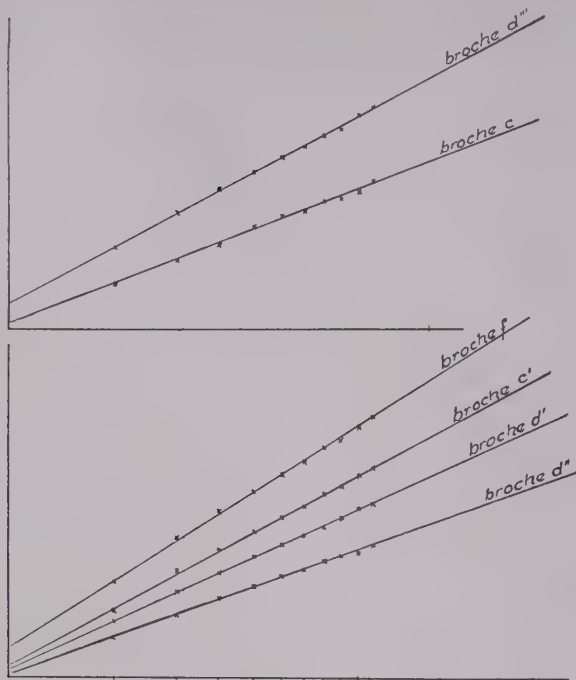


FIG. 9.

Par contre, une unité qui représentait quelque chose au point de vue physique était l'intervalle de temps moyen entre deux impulsions, entre deux tirs. On a donc essayé de reporter les courbes de la figure 3 sur un graphique à échelle semi-logarithmique en utilisant cette fois-ci l'unité $24/c$, c étant le nombre

moyen de tirs par jour. Les résultats sont représentés figure 9. Pour plus de précision, on a opéré ainsi :

A partir du point initial (instant du tir suivant), on a pris comme points successifs 2, 3, 4, sur la figure 3 etc... non les points d'abscisse 24, 48, 72, etc... heures mais $\frac{24}{c}$, $\frac{48}{c}$, $\frac{72}{c}$ etc... En l'occurrence, c étant égal à 1,67 (on a effectué en moyenne 1,67 tirs par jour), le point 2 est à $\frac{24}{1,67} = 14,4$, le point 3 à 28,8 etc...

On constate que les alignements sont améliorés et si les droites ne passent pas encore par l'origine, les valeurs b sont nettement plus faibles, ainsi que les rapports $\frac{b}{a}$.

Donnons-en un autre exemple :

La même transformation a été opérée dans le cas d'une campagne des Cévennes. La figure 10 représente les résultats obtenus. Les droites, avec l'unité 24 heures ne passent pas par l'origine, alors que celles construites avec l'unité

$24/c$ (ici $\frac{24}{1,14} = 17$ h) y passent exactement.

On tire de tout ceci une conclusion fondamentale, c'est qu'en première approximation, l'asymptote de nos courbes logarithmiques se trouve à une distance du point initial (tir « suivant ») égale à l'intervalle de temps moyen entre deux tirs. Pour autant que l'avancement soit régulier, elle a donc pour abscisse l'instant du tir de pose. Le point O' , abscisse de l'asymptote, est donc confondu avec l'instant du tir de pose.

Remarque : Il faut signaler, d'autre part, que les alignements sont d'autant meilleurs que l'avancement est plus régulier.

d) Unité. Position de l'asymptote

Il est essentiel d'avoir l'unité exacte pour connaître la valeur exacte a de la pente de la droite, caractéristique fondamentale du mouvement du doublet. En outre, comme nous venons de le dire, la détermination de l'unité nous permet de fixer la posi-

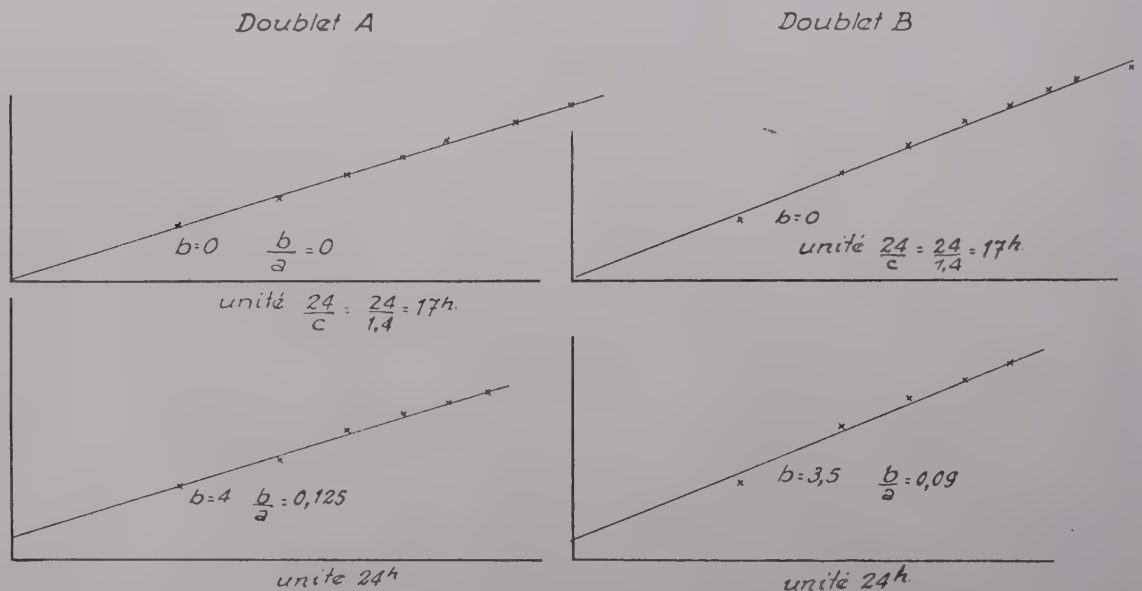


FIG. 10.

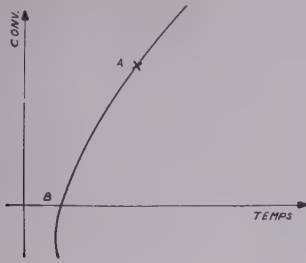


FIG. 11.

tion de l'asymptote, deuxième caractéristique du mouvement, c'est qu'en effet, a n'est pas la seule caractéristique. Considérons pour le montrer, deux doublets qui auraient la même valeur a mais dont les asymptotes seraient très différentes. Cela revient à dire qu'avec le même point initial, les deux unités seraient très différentes, on se trouverait par exemple (voir fig. 11) en A pour le premier doublet et en B pour le deuxième. Cela signifie que pour le premier doublet, on se trouve déjà dès le début dans la période amortie, l'impulsion est beaucoup moins violente.

Pour déterminer la position de l'asymptote, il faut calculer la valeur de l'unité qu'il suffit alors de reporter à partir du point initial. Il est facile de calculer cette unité en utilisant une propriété de la courbe log (méthode indiquée par M. Vielle-dent, Professeur à l'École des Mines de Paris) : si y_2 représente l'ordonnée d'un point éloigné du point initial dont x_2 est l'abscisse, l'unité est égale à

$$u = \frac{x_1^2}{x_2 - 2x_1}, \quad x_1 \text{ étant l'abscisse du point d'ordonnée } y_1 = \frac{y_2}{2}.$$

Par exemple, (courbe obtenue dans un dressant de Merlebach, et représentée figure 12 (1)).

$$y_2 = 244 \text{ mm donc } y_1 = \frac{y_2}{2} = 122$$

$$x_2 = 1\,219 \text{ h} \quad x_1 = 259 \text{ h}$$

$$\text{on trouve : } u = \frac{259^2}{1\,219 - 2 \cdot 259} = 96 \text{ heures.}$$

Le graphique a été dessiné avec une unité de 96 heures et il en résulte un $\frac{b}{a} = \frac{-7}{213}$, l'unité exacte est d'environ 100 h.

2° Arrêt de traçage

Dans tout ce qui précède, nous avons supposé que le traçage avançait continûment. Or, il paraît bien probable d'après les conclusions de tout ce qui précède, que la loi d'évolution de la convergence en fonction du temps va varier lorsque le traçage s'arrêtera. Comment l'expérience répond-elle à cette question?

Pour étudier ce phénomène, nous avons simplement reporté les points de mesure de la période de repos sur le graphique semi-logarithmique tracé pour la période d'avancement.

On constate (voir fig. 13 — Groupe Sud des Cévennes ou fig. 14 — Voie de Faulquemont) que les points s'alignent encore, mais sur une droite moins pentée.

(1) Ce graphique montre en passant que la loi est également valable en dressant.

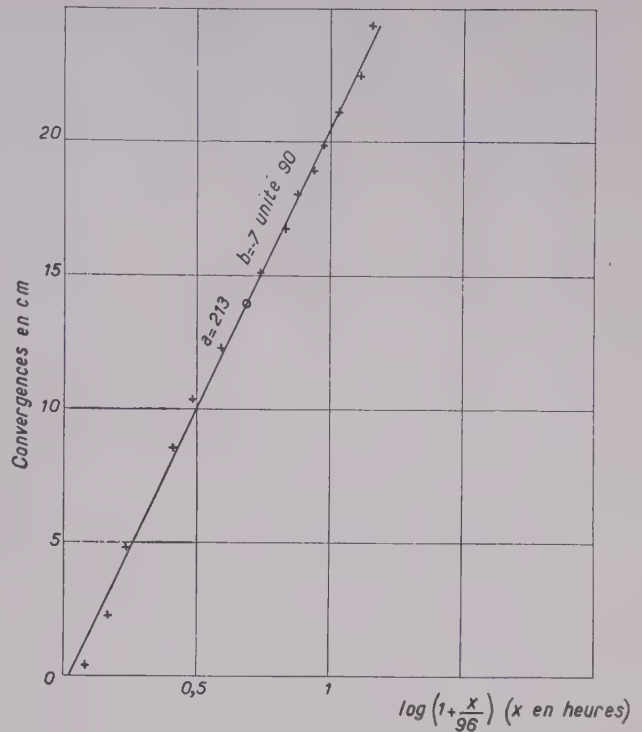


FIG. 12.

On remarque ici que la période d'observation est longue : pour les Cévennes, elle est de 72 jours ; à Faulquemont, de plus de un an.

Soit a' le coefficient de pente de cette nouvelle droite, la comparaison des a, a' de 16 doublets des Cévennes ou de Faulquemont montre l'existence d'une corrélation ($r = 0,8$ est plus que hautement significatif, la droite de régression a, a' passe par l'origine).

Le rapport $\frac{a'}{a}$ est d'environ 0,35.

Cette corrélation est très intéressante ; elle montre en somme que, quel que soit le point ou le chantier considéré (et, en particulier, les conditions où l'on se trouve au moment de l'arrêt), le fait d'arrêter le traçage se traduit par une multiplication des vitesses de mouvement par un facteur constant, (aux variations près de la corrélation).

Il ressort d'autre part de ce résultat qu'à la fois la distance et le temps influent sur la convergence :

- tant qu'un traçage marche régulièrement la convergence est la forme : $a \log t$ ou $A \log d$
- dès qu'il s'arrête, il y a réduction de « vitesse » dans le rapport $\frac{a'}{a} \neq \frac{1}{3}$.

3° Exceptions à la loi

Plusieurs chantiers constituent des exceptions partielles, toutes semblables d'ailleurs.

On a bien une droite en coordonnées semi-logarithmiques pendant les premiers 30 m d'avancement, puis, bien que le

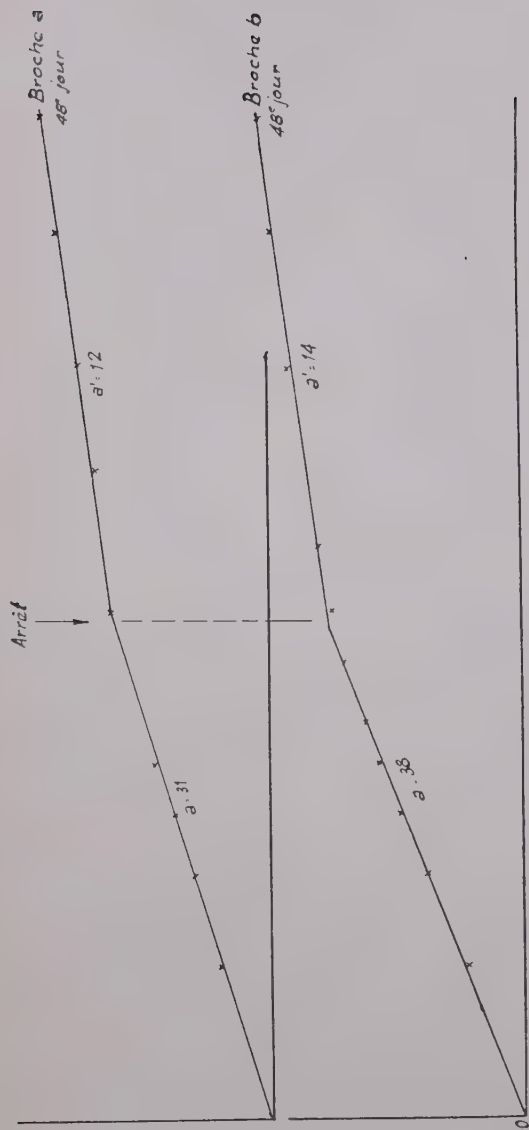


FIG. 13.

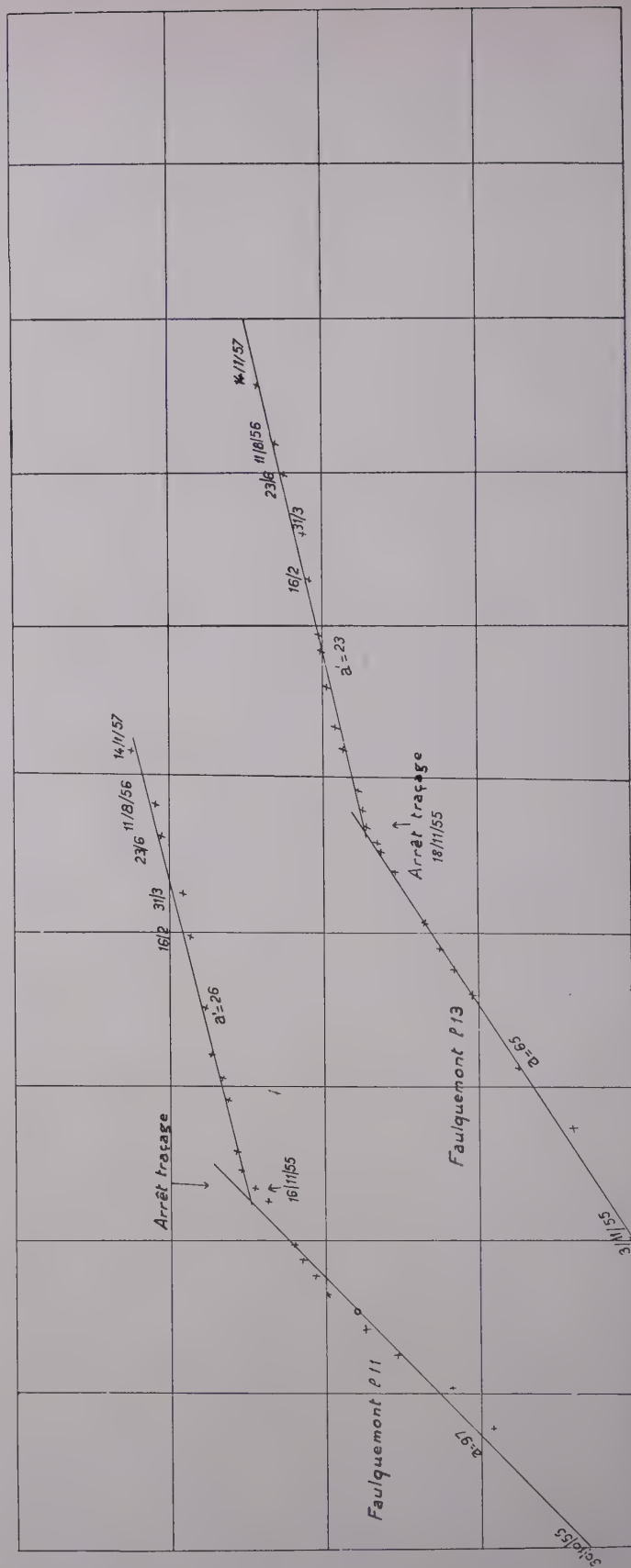


FIG. 14.

SI Hénin Liétard freinage vers 30m

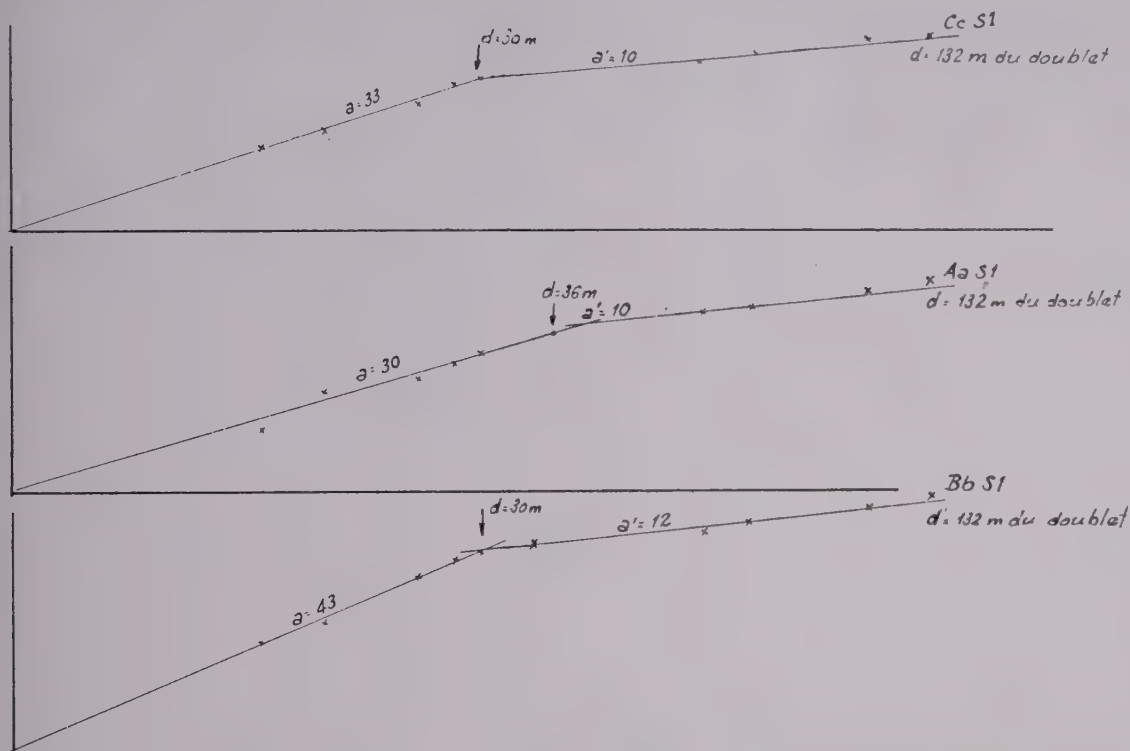


FIG. 15.

tracage se poursuive, on observe une inflexion nette, les points s'alignent sur une nouvelle droite, dont la pente est d'ailleurs, (voir fig. 15), environ le tiers de la pente de la première droite.

Tout se passe comme si le tracage s'était arrêté.

Il y a là un fait important : il est en effet très possible qu'à partir d'une certaine distance du front, celui-ci n'intervienne plus. Reste à savoir pourquoi ce fait ne se produit que dans certains cas à 20 ou 30 m, et dans d'autres à plus de 100 m ou jamais.

III. — APPLICATIONS ET EXPLOITATION DES RÉSULTATS PRÉCÉDENTS — CONCLUSION

1° Généralités

La représentation logarithmique des courbes de convergence permet un certain nombre d'applications intéressantes. Ces applications sont de divers ordres :

— pour la recherche future (la phase payante, celle où l'on recherchera l'influence sur le comportement des voies des facteurs sur lesquels on peut jouer : soutènement, largeur des voies, largeur de chambres et de piliers dans le cas d'exploitation par chambres et piliers, direction des tracages par rapport aux limets, prise de mur au mur ou au toit, vitesse d'avancement, profondeur des avancements, etc...), les résultats obtenus sont d'une importance capitale, car permettant :

— de réduire beaucoup le nombre des mesures pour chaque doublet,

— de remplacer une courbe par un paramètre, le paramètre a (au plus 2, les paramètres a et b , ou a et la position de l'asymptote).

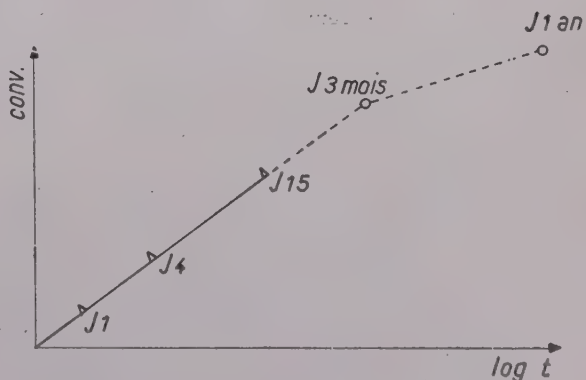


FIG. 16.

— de remettre en application les mesures absolues dans certains cas,

— de rechercher une explication théorique des phénomènes.

Signalons, à ce sujet, que nous avons déjà étendu cette loi logarithmique au problème de l'influence d'une taille sur ses voies ou sur une voie sus ou sous-jacente, et au problème de l'impulsion due au havage en taille. Cette extension est absolument capitale, car elle nous montre que tous les phénomènes d'influence, sur un doublet, de la marche d'un chantier dérivent d'une loi unique. De ce fait, tout résultat obtenu par exemple sur les courbes de havage sera immédiatement soumis à vérification pour assimilation aux cas d'un traçage ou d'une voie influencée par une taille, et inversement, c'est donc là une ouverture très large sur tous les problèmes.

— pour l'immédiat, d'en tirer un certain nombre de conclusions pratiques (calcul de soutènement, remarque sur le boulonnage). C'est par là que nous commencerons.

2° Conclusions pratiques immédiates

a) *Boulonnage*. — Le fait que les mouvements ne sont très importants qu'après le tir suivant permet de donner une précision sur le choix du moment où l'on doit boulonner.

Puisqu'on ne peut boulonner avant le tir qui met à nu les épontes, il s'agit de savoir s'il faut boulonner tout de suite après ou quelques mètres derrière le front; la réponse est nette, il faut boulonner avant le tir suivant. En particulier la technique qui consiste à faire deux avancements par jour, l'un au matin, l'autre l'après-midi, et à ne les boulonner tous les deux qu'au troisième poste, est à prohiber.

b) *Calcul du soutènement d'une voie*. — Le problème le plus général se pose sous la forme suivante : quel soutènement faut-il mettre dans une voie que l'on va creuser? À la question posée sous cette forme : détermination *a priori* du soutènement avant creusement, nous sommes absolument incapables de répondre.

À la rigueur pourrions-nous tenter d'y répondre si elle nous était posée sous la forme plus accessible suivante :

— faisons 20 ou 30 m; d'après les résultats de mesures est-il possible d'en déduire le soutènement du reste du traçage?

La résolution du problème sous cette seconde forme se ramène à celle de deux problèmes préliminaires :

Problème n° 1. — Etant donné une section sur laquelle on prend quelques mesures, pouvons-nous dire ce qu'il en adviendra dans six mois, un an, ou plus?

Problème n° 2. — Les quelques sections posées sur ces 20, ou 30 premiers mètres représenteront-elles l'ensemble du traçage? (problème de la dispersion dans le sens longitudinal de la voie). Ce problème n° 2 est difficile et encore mal résolu.

Voici ce que l'on peut par contre répondre à la première question :

La résolution théorique est très simple. Supposons que nous ayons pris quatre ou cinq mesures entre J_1 et J_{10} ou J_{15} ; nous voulons calculer par exemple la convergence de J_1 au, sachant que le traçage a été terminé au bout de trois mois. Nous construisons (voir fig. 16) la droite correspondant à $J_1 J_{15}$ que nous prolongeons jusqu'au point correspondant à J_3 3 mois (90 jours) soit à sa pente. À partir de ce point, nous traçons la droite de pente $a' = 0,35$ a que nous prolongeons jusqu'au point correspondant à J_1 365 (365 jours).

Nous avons, pour divers chantiers, effectué de tels calculs et nous en avons comparé les résultats avec ceux donnés par des mesures effectives.

Les résultats calculés, c'est-à-dire les prévisions *a priori* diffèrent des résultats de mesures de 5 à 10 %.

c) *Remarque sur l'influence du facteur temps*. — Le fait que la convergence suit une loi logarithmique en fonction du temps peut se traduire ainsi :

$$Y_{2n} - Y_n = a \log 2n - a \log n = a \log 2$$

Ainsi, la convergence entre le premier et le deuxième mois, et la convergence entre la première et la deuxième année, sont égales entre elles et égales aussi à la convergence entre le premier et le deuxième jours.

La fonction logarithmique est une fonction très amortie — c'est là un fait important.

Par contre, il ne semble pas qu'il y ait équilibre. Nous n'avons aucune mesure au-delà de un an, mais, à cette date, des mouvements se produisent encore et rien ne permet de dire qu'ils vont s'annuler. C'est là aussi un fait important.

d) *Remise en application des mesures absolues*. — Dans le cas où l'on pense que le mur intervient notablement dans la convergence, on peut utiliser les mesures absolues; en effet, les deux inconvénients de ces mesures :

1) imprécision due, soit au fait que le point fixe ou considéré comme tel est très éloigné du chantier, d'où cheminements longs et erreurs; soit au fait que le point fixe est choisi près du chantier mais alors n'est pas fixe;

2) durée importante de la prise de mesures, vont perdre beaucoup de leur importance; en effet :

— le fait que les mesures sont longues n'est pas grave, car il en faut peu;

— on peut choisir un point fixe à 200 m du doublet. En effet la loi $y_1 = a \log t$ peut aussi s'écrire, tant que le traçage avance : $y_d = a \log d$, d étant la distance du front au doublet.

En dérivant, on obtient $v = \frac{a}{d}$, v étant la vitesse de convergence, par exemple en une journée. Or, cette loi signifie qu'un point à 200 m réagira en une journée deux cents fois moins que le point qui est contre le front et vingt fois moins qu'un point à 10 m du front. La mesure absolue n'ayant pour but que de différencier l'influence du toit de celle du mur, les résultats sont très valables, au moins pour les dix premiers mètres, surtout si l'on prend la précaution d'enfoncer la broche du point fixe à 2 m de profondeur dans le mur. Et au-delà? La mesure deviendra imprécise mais cela n'a que peu d'importance; en effet, les courbes de mouvements absolus en fonction du temps étant, comme celle de la convergence, logarithmiques, il suffira de prolonger les droites qui les représentent sur un graphique semi-logarithmique et d'extrapoler. On pourra d'ailleurs vérifier la validité de l'extrapolation en faisant la somme des mouvements obtenus et en la comparant à la convergence mesurée.

3° Conclusion

Si tant est que tous les problèmes pratiques restent encore à résoudre, ces trois années d'études faites dans l'ensemble des Charbonnages de France apportent une contribution importante à nos connaissances en matière de mouvements en voies. Elles apportent surtout de l'espoir : celui de parvenir rapidement à des conclusions pratiques importantes. Grâce à la simplicité des nouvelles campagnes et de leur dépouillement, on peut envisager d'effectuer des dizaines d'études, et il est sans exemple que des études multiples, mais précises et scientifiques, ne se soldent pas par des résultats intéressants; ils le seront aussi bien pour la sécurité que pour le prix de revient.

M. le Président. — Vous avez entendu l'exposé magistral de M. Schwartz, dont je le remercie en votre nom. J'aimerais savoir si les uns ou les autres vous avez des questions à lui poser.

DISCUSSION

M. CHARPENTIER. — Je ne voudrais pas poser de question, je voudrais dire la chose suivante. J'ai poursuivi moi-même des études sur la question et j'ai fait faire des essais en laboratoire sur des roches élastiques; j'ai pu me rendre compte que, justement, au bout de certains avancements, la roche subissait des efforts à peu près constants. Évidemment, au début, avec des types successifs, je n'ai pas pu faire d'essais en laboratoire, c'est absolument impossible, mais au bout d'un certain temps, quand l'avancement passe à 30 ou 35 m, on se rend compte que les efforts en trois directions prennent une valeur à peu près constante et que, à ce moment-là, en se reportant à la plasticité des roches on peut admettre une déformation à peu près constante et différente de la déformation première. Je n'ai pas les éléments sous les yeux à l'heure actuelle, mais ils sont à la disposition de M. Schwartz s'il les veut.

M. CHENEAU (CERCHAR). — Je voudrais demander à M. Schwartz si l'unité de 96 heures qui a été trouvée avait une signification physique, c'est-à-dire s'il y avait un rapport quelconque avec le cycle de travail en chantier.

M. SCHWARTZ. — Le chantier en question est un chantier de Merlebach exploité par tranches successives. Je vous rappelle que la méthode de Merlebach est la suivante : on prend par tranches horizontales successives et on remblaie dessous. Aussitôt que le toit est libéré, nous mettons des broches. Cette unité de 96 heures a été trouvée dans le cas d'une broche qui était tout près du remblai. Nous avons trouvé des unités normales et très courtes, de l'ordre de la journée, pour les broches qui étaient près du charbon. Mais ici, en fait, on se trouvait près du remblai, dans une zone déjà exploitée et mise à nu, ce qui fait que les unités étaient très grandes. Cela traduit simplement le fait qu'on est déjà sur une période assez amortie. Le fait que ce soit 96 heures, n'a pas encore pu être relié à l'avancement journalier; ce que j'ai pu simplement constater, c'est que l'unité est d'autant plus grande que l'on s'en va vers des parties d'éjà exploitées auparavant. C'est déjà un phéno-

mène que j'ai vérifié partout, mais je n'ai pas pu relier ces 96 heures à l'avancement journalier.

M. l'Ingénieur général FRIEDEL (Directeur de l'École des Mines de Paris). — M. Schwartz nous a dit que dans certains cas l'avancement continuait et atteignant une distance de 100 m, il observait un changement dans sa courbe, identique à celui qu'il avait quand on arrêta l'avancement. Est-ce que dans ces cas on a pu voir s'il y avait des raisons géologiques? Le franchissement, par exemple, d'une faille, qui rende en somme plus ou moins indépendant le massif de l'avancement.

M. SCHWARTZ. — Il y a certainement une raison géologique, mais pas exactement sous cette forme. C'est-à-dire que lorsque nous avons trouvé ce résultat, tous les points d'une même voie à 100 m de distance les uns des autres présentaient ce même phénomène. Autrement dit, je crois que s'il y a une raison géologique, elle est beaucoup plus due au fait qu'on peut peut-être trouver à 3 ou 4 m de la veine un toit différent. Personnellement, je pense que s'il y a une relation géologique, et je crois qu'il y en a une, c'est parce que l'on a, par exemple, un faux toit de 4 m, suivi d'un autre toit. Mais je tiens à préciser que, ou bien nous avons trouvé que tous les points d'une même voie présentaient ce phénomène, ou bien aucun. Ce qui est très important, car sinon nous serions toujours en train de nous demander si on ne va pas le trouver plus loin.

M. TINCELIN. — Quel est l'ordre de grandeur des phénomènes mesurés, non pas tellement au début, mais au bout d'un an, un an et demi, comme vous venez de le dire? Quelle est la précision des appareils, de mesure?

M. SCHWARTZ. — Y — un an ou Y — deux ans est environ égal à Y du deuxième jour. Nous ne faisons des mesures que tous les six mois. Il est possible que dans d'autres cas, à Faulquemont par exemple, ce soit beaucoup moins.

M. le Président. — Nous allons faire une petite interversion au programme et demander à M. Coeuillet de bien vouloir nous présenter sa communication.

Pressions et mouvements des terrains.

LE SOUTÈNEMENT EN GALERIES ET LA MÉCANIQUE DES ROCHES

par **M. R. COEUILLET**

Ingénieur principal aux Charbonnages de France

Après le magistral exposé de M. Schwartz, il est difficile d'ajouter quelque chose à ce qu'il a dit. Je voudrais tout de même prendre la question un peu sous un autre angle.

INTRODUCTION

Depuis l'origine de l'humanité, les mineurs creusent des galeries dans pratiquement tous les genres de terrain. C'est dire qu'à défaut de connaissance scientifique, notre profession possède et s'appuie sur une tradition séculaire, faite d'empirisme et de bon sens, parfois assimilée au point de produire d'étonnants réflexes, d'excellentes intuitions.

Tradition orale faite d'exemple, sur laquelle nous commençons seulement à nous pencher, afin d'en tirer la « substantifique » moelle, à la lumière des progrès de la mécanique des roches notamment.

Car nous ne pensons pas spontanément « mécanique des roches » ou « pressions de terrain ». Nous pensons « soutènement » et tenir nos chantiers demeure l'obsession dominante d'un métier où les terrains traversés sont parfois si variables que peu de lois générales directement utilisables nous furent spontanément révélées.

Quels sont en effet les modes de soutènement dont traditionnellement nous pouvons disposer, dès que la roche ne se tient pas seule : essentiellement le bois et les matériaux pierreux plus récemment l'acier. C'est peu. Et cependant depuis toujours nous savons soutenir nos galeries.

Le savons-nous vraiment? En réalité, nous n'exploitons que les zones où nous arrivons à limiter les déformations au-dessous d'un certain seuil de commodité, au-delà duquel la circulation des hommes, des matériaux ou de l'air devient impossible ou trop difficile.

C'est dire que nous n'avons pas — sauf exception — l'ambition de limiter toute déformation : nous cherchons plutôt instinctivement, le compromis le plus économique entre le désir d'un soutènement bon marché et la nécessité d'une résistance suffisante limitant les travaux d'entretien et de réparation.

RÉSUMÉ

La détermination rationnelle d'un soutènement économique en galerie de mine se heurte à de grosses difficultés qui tiennent simultanément à l'ignorance où nous sommes des pressions *in situ* et des qualités des roches, aux excessives simplifications qu'introduisent les théories de résistance des matériaux et de la mécanique des sols; à l'imperfection enfin de nos procédés de soutènement.

Il est cependant possible au prix d'une observation réfléchie des déformations principales de nos galeries, et de leur mesure, d'améliorer de façon considérable nos procédés empiriques actuels. Il est même possible actuellement de tenter avec prudence des calculs de soutènement en s'appuyant — selon les conditions locales — sur l'un ou l'autre des procédés de calculs classiques dont certains sont ici rappelés.

Pour aller plus loin, des recherches s'imposent, dont l'objet est de relier le comportement du terrain en place aux caractéristiques mécaniques des roches mesurées sur petits échantillons en laboratoire.

L'amélioration technologique de nos soutènements peut aussi trouver profit à des études systématiques précises : les premiers résultats déjà obtenus laissent entrevoir la possibilité d'applications pratiques fécondes, basées sur des règles empiriques ou semi théoriques assez simples pour être pratiquement utilisables.

SUMMARY

Serious difficulties are encountered in the sound and economic design of gallery supports. These difficulties arise from our ignorance of in place pressures and the characteristics of the rock, from the oversimplification to be found in materials resistance and soils mechanics theories, and lastly from the imperfection of present timbering and support methods.

Present day methods can, however, be considerably improved after careful observation and measurement of the principle types of gallery deformation. It is now even possible, provided one proceeds carefully, to attempt design calculations based on classical engineering methods. Some of these methods are cited in the following article. Their use depends, of course, upon local conditions.

One may go even further and say that research is an absolute necessity in order to correlate phenomena observed in the field to the mechanical characteristics of rock determined from test samples in the laboratory.

Precise and systematic research would also lead to improvement in our timbering and support methods. Early results of such investigation indicate the possibility of future improvements based on rules which have stood the test of experience or on theoretical formulas sufficiently simple to be put into practice.

tion. Bien entendu, puits, recettes, certains ouvrages doivent au contraire rester indéformés... encore que la tendance soit actuellement d'assouplir quelque peu cette prétention.

On pourrait penser que la façon la plus courante de déterminer un soutènement est la mesure ou le calcul des déformations, ou même des efforts qu'il devra subir.

Avouons qu'il n'en est rien ; nous constatons seulement que, dans les conditions locales la galerie tient bien, mal ou pas du tout.

D'ailleurs, la mesure des contraintes est difficile et contestable : les dynamomètres ne permettent que des mesures ponctuelles ou locales (alors que c'est un champ de forces qu'il faut mesurer), modifiant souvent la répartition des efforts au voisinage et la direction des mouvements. Celle des déplacements est difficile à mettre en œuvre (surtout si l'on veut noter les mouvements absolus). Elle a d'ailleurs longtemps paru inutile en raison de l'évidente dispersion de ces déformations (l'œil dans une tournée ne voit que l'aspect longitudinal d'une galerie évidemment très variable, et ne conserve pas le souvenir précis des états antérieurs aux mêmes lieux) qui paraissait rendre illusoire a priori l'exploitation de tout résultat de mesure.

Pourtant certaines notions qualitatives nous sont restées : par exemple l'impression de l'irrésistibilité des convergences en voie de taille et de son rapport avec la puissance de la veine.

Il appartenait à M. Schwartz de nous rendre la foi dans l'intérêt des mesures de déformation, en démontrant — la statistique aidant — l'existence de lois quantitatives assez générales pour être d'emploi courant possible : il faut bien dire que seules son obstination et sa foi ont fini par balayer l'incrédulité des mineurs. Maintenant, la bataille est gagnée, au point que des campagnes de mesure sont en cours en permanence dans tous les Bassins français.

L'affaire ne fait d'ailleurs que commencer : connaître certaines lois de déformation ne permet pas encore de prévoir — et encore moins de calculer, ce qui demeure notre ultime ambition — le soutènement de nos voies.

Des premières campagnes de mesure, nous avons cependant tiré certaines notions : par exemple, la distinction nécessaire entre voies en vierge et voies influencées par un défilage ; l'amortissement logarithmique des mouvements, etc... Armé de cela, et de beaucoup de bons sens, comment déterminer, choisir un type de soutènement ?

L'aspect ici des terrains locaux joue un rôle primordial : car s'il s'agit de roches dures, conservant dans l'ensemble — le temps passant — une structure cohérente, il est clair que les qualités technologiques du soutènement devront être très différentes de celles requises dans une zone à schistes argileux.

Deux méthodes sont ici possibles :

La première est faite d'observations et de déduction immédiatement utilisées : nous l'appellerons celle du chef porion. Entendez celle que la maîtrise devrait spontanément appliquer. Ce qui n'est pas le cas en général, car nous en sommes nous-mêmes à peine capables : l'introduction du soutènement métallique par exemple a fait disparaître le « bon boiseur » sans encore créer de nouvelle tradition liée à l'emploi de l'acier. Et l'apparente possibilité de généralisation des cintres a masqué longtemps notre ignorance de leurs possibilités et de leurs limites.

Mais nous exploitons des gisements de plus en plus difficiles, et les défilons plus rapidement, ce qui accroît la vitesse des déformations : la panacée espérée se révèle alors fort onéreuse !

Tentons donc d'approfondir les conditions du soutènement de nos travaux en fonction des qualités des roches voisines.

Trois facteurs ou principes doivent ici nous guider :

1^o L'observation de l'orientation des déformations principales (fonction notamment du pendage et des caractéristiques mécaniques des roches locales, et éventuellement des travaux en cours au voisinage).

2^o La mesure (au moins l'ordre de grandeur) de ces déformations, ou à défaut son estimation ;

3^o L'abandon de l'espoir d'un soutènement universel : l'Art des Mines consiste ici à s'adapter aux circonstances locales en fonction des possibilités technologiques réelles du soutènement (marge suffisante de coulissement — tenant compte de sa dispersion — ; nécessité d'une réaction suffisante des épontes qui ne dépasse cependant pas leur résistance, etc...).

La seconde méthode, plus ambitieuse, consiste en un véritable calcul du soutènement : nous commençons à peine à y songer.

Pour aboutir à des résultats utilisables, il faut ici encore renoncer à s'encombrer a priori de théories synthétiques qui se veulent universelles : le calcul faisant toujours appel à des hypothèses simplificatrices, on cherchera dans chaque cas à s'accrocher au schéma théorique le plus simple qui paraît devoir se rapprocher le mieux des conditions locales.

Par exemple, pour des galeries creusées en vierge, en zone dure, on utilisera les lois de l'élasticité, les formules de Lamé, etc...

En terrains grossièrement plastiques, caractérisés par une extrême fragmentation, ou un véritable fluage au voisinage des parois de la galerie, à partir d'un état initial cohérent, on aura recours à la méthode de calcul de M. Labasse, modifiée au besoin en tenant compte des dilatations mesurées au chantier, voire de l'extension de la notion de frottement interne aux matériaux peu fragmentés.

Enfin, sous d'anciens remblais ou éboulis, on pourra avantageusement s'orienter vers la mécanique des sols.

Tout ceci ne prétend pas à la rigueur. Mais il est indispensable de créer des méthodes simples, commodées, pas trop lourdes, qui puissent être utilisées aisément tous les jours, par tout le monde.

Pour y parvenir, nous avons besoin de notions sur :

a) la pression au sein du massif régnant à quelque distance de la voie. Des hypothèses de travail du type

$$P = \delta H \text{ ou } P = \frac{\delta H}{m - 1} \text{ sont ici nécessaires.}$$

Près d'une taille, on multipliera — provisoirement — ces pressions par 2 ou 3.

b) la résistance réelle du soutènement : le CERCHAR commence à faire en laboratoire des mesures de dispersion sur certains des soutènements les plus utilisés. Nous espérons en tirer quelque amélioration de ces matériels... voire la rédaction d'un cahier des charges, et surtout des notions sur leurs limites d'emploi.

c) les qualités des roches encaissantes : quelques essais vont commencer au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics, dont le but est d'essayer de raccrocher les caractéristiques mécaniques, mesurées sur de petits échantillons, au milieu macroscopique qu'est l'environnement d'une galerie. La dispersion sera bien sûr considérable, mais nous nous contenterions d'ordres de grandeur.

Tel est notre programme. C'est dire que l'étude ci-après qui se contente de préciser les bases des calculs possibles, est loin d'épuiser le sujet. Mais le soutènement métallique en galeries nous coûte plusieurs milliards par an, main-d'œuvre non comprise. C'est dire l'intérêt des études ici entreprises et l'ampleur possible de leurs répercussions.

I. — REMARQUES SUR LA STATIQUE DU SOUTÈNEMENT EN GALERIE

A. — Soutènement circulaire continu soumis à une contrainte uniforme

Imaginons d'abord une galerie, un bure ou un puits revêtus d'un soutènement circulaire continu, compressible ou non, soumis à l'extrados de la part du terrain environnant à une contrainte radiale uniforme p .

Demandons-nous quelle valeur de p nos soutènements usuels vont pouvoir supporter.

Si l'on appelle N_r et N_t les contraintes radiales et tangentielles dans la virole que constitue le soutènement, à la distance r

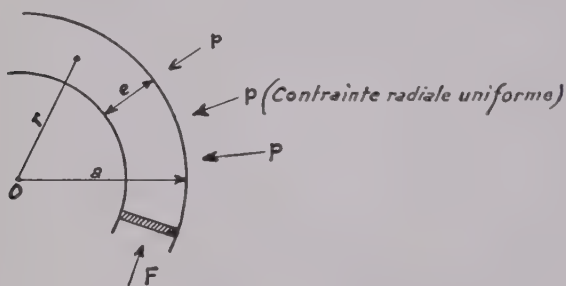


FIG. 1. — Soutènement circulaire continu.

du centre (fig. 1), Lamé a montré que dans la limite des déformations élastiques de cette virole :

$$(1) \quad \begin{cases} N_t = k + \frac{k'}{r^2} \\ N_r = k - \frac{k'}{r^2} \end{cases}$$

k et k' sont déterminés par les conditions aux limites : en l'espèce, si a est le rayon à l'extrados (au contact du terrain) et e l'épaisseur du revêtement, on déterminera ces constantes en écrivant que :

$$N_r = 0 \text{ à l'intrados } (r = a - e)$$

$$\text{et} \quad N_r = p \text{ à l'extrados } (r = a)$$

ce qui donne :

$$\begin{aligned} k' &= p \frac{a^2 (a - e)^2}{e (2a - e)} \\ k &= p \frac{a^2}{e (2a - e)} \end{aligned}$$

$$(1) \quad \begin{cases} N_t = \frac{pa^2}{e (2a - e)} \left[1 + \frac{(a - e)^2}{r^2} \right] \\ N_r = \frac{pa^2}{e (2a - e)} \left[1 - \frac{(a - e)^2}{r^2} \right] \end{cases}$$

La contrainte tangentielle ne sera nulle part aussi forte qu'à l'intrados où l'on aura ($r = a - e$) :

(¹) En négligeant la pression atmosphérique... qui d'ailleurs règne parfois aussi à l'extrados.

$$(N_t)_0 = \frac{2pa^2}{e (2a - e)} \quad (2)$$

1° Si, par exemple, on utilise un béton massif résistant à $K \text{ kg/cm}^2$ en compression, on en déduira que l'effort radial maximum tolérable p a la valeur :

$$p = \frac{Ke (2a - e)}{2 a^2}$$

Par exemple, pour un puits $a = 3 \text{ m}$, $e = 0,4 \text{ m}$, $K = 200 \text{ kg/cm}^2$ soit $2\,000 \text{ t/m}^2$ (avec un bon coefficient de sécurité), on trouve :

$$p = 24 \text{ kg/cm}^2$$

Si le cuvelage, bien que continu, est compressible (clavées et planchettes de bois intercalées), il commencera à se tasser dès que N_t atteindra une valeur suffisante pour que débute l'écrasement des planches à l'intrados.

Ce mode de calcul est utilisable même en régime de pression non hydrostatique.

Si, par exemple, on donne à p la valeur du poids des terrains surincombants (majorés en cas de présence d'eau), on pourra admettre que p constitue un maximum (correspondant à un nombre de Poisson égal à 2).

2° Si enfin le cuvelage est mince, e est négligeable devant a , et la relation (2) (contrainte tangentielle maximum à l'intrados) devient :

$$(N_t)_0 = p \frac{a}{e} \quad (3)$$

3° Enfin, s'il s'agit d'une voie horizontale, les relations sont encore valables, au poids des éléments du soutènement et du garnissage près.

B. — Soutènement discontinu soumis à une contrainte uniforme

Si le soutènement est fait de cintres séparés, et à la condition que le garnissage reporte correctement les efforts du terrain de l'un à l'autre, le calcul est encore possible. Il suffit en effet de multiplier les efforts subis par chaque cintre par un coefficient convenable (fig. 2).

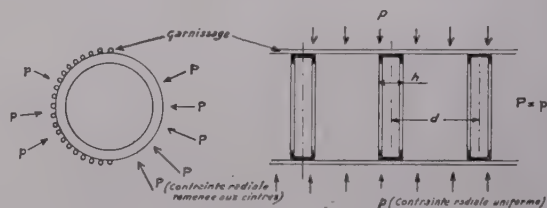


FIG. 2. — Soutènement circulaire discontinu.

Par exemple, si p est toujours la contrainte radiale exercée par le terrain sur l'ensemble du soutènement (garnissage compris), l'effort radial P sur chaque cintre sera tel que :

$$hP = pd$$

si d est l'écart d'axe en axe entre cintres et si h est la largeur unitaire de chaque cintre (mesurée parallèlement à la voie

ou au puits, au contact du terrain). Dans les relations (3) et semblables, il faut alors remplacer p par :

$$P = p \frac{d}{h} \quad (4)$$

ce qui donne :

$$P = p \frac{d}{h} = (N_t)_0 \frac{e}{a}$$

et par suite :

$$p = (N_t)_0 \frac{e}{a} \frac{h}{d} \quad (5)$$

1° Contrainte maximum en compression

La relation (5) fixe le taux de travail maximum du matériau de revêtement à l'intrados. S'il s'agit par exemple d'acier dont la limite élastique est de 30 kg/mm², et de profilés genre T.H. 48 de 21 kg/m pour lequel :

$$e = 10 \text{ cm} \quad h = 12 \text{ cm}$$

l'application des relations (5) donne :

$$P = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour } a = 150 \text{ cm}$$

$$P = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour } a = 200 \text{ cm}$$

La pression subie par le garnissage sera donc vite élevée, alors que la poussée d'ensemble du terrain est bien moins considérable :

$$p = 200 \times \frac{12}{100} = 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour des cintres}$$

$$\text{à } 1 \text{ m de distance (et } a = 150 \text{ cm).}$$

$$p = 150 \times \frac{12}{100} = 18 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour des cintres}$$

$$\text{à } 1 \text{ m de distance (et } a = 200 \text{ cm).}$$

On notera en outre que le calcul de P permet de déterminer ce que doit porter le cintre comme charge radiale par mètre de circonférence : c'est en effet le produit Ph .

Par exemple pour $P = 200 \text{ kg/cm}^2$, on trouve

$$Ph = 200 \times 12 = 2400 \text{ kg/cm},$$

soit 240 t/m de circonférence, ce qui est déjà très élevé.

2° Coulissement possible

En tout point de la section droite du cintre, la contrainte tangentielle a la valeur (notations de la fig. 1) :

$$N_t = \frac{pa^2}{e(2a-e)} \left[1 + \frac{(a-e)^2}{r^2} \right].$$

Soit F l'effort tangentiel total dans une section droite. Sur un petit élément de longueur dr , on aura :

$$dF = N_t dr.$$

En intégrant entre $r = a - e$ et $r = a$ on retrouve bien :

$$F = pa \quad (6)$$

résultat connu exprimant la compression totale d'une tranche de largeur unité de la section droite d'un anneau circulaire de rayon a soumis à une pression radiale p .

Dans le cas d'un soutènement discontinu, cette relation doit s'écrire :

$$F = Pa. \quad (7)$$

Le dispositif de coulissement du cintre doit supporter cet effort F .

Avec un cintre T.H. 21 kg à deux étriers, on trouve à la presse des valeurs de l'ordre par exemple de 12 t sur l'ensemble du cintre, soit

$$F = \frac{12000}{h}.$$

en assimilant le cintre à une virole mince d'épaisseur h .

On en déduit pour le profil 21 kg ($h = 12 \text{ cm}$) :

$$P = \frac{12000}{ah} = \frac{1000}{a}$$

$$\text{et } 6,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } a = 150 \text{ cm}$$

$$\text{soit } 5 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } a = 200 \text{ cm},$$

ce qui correspond à une pression moyenne du terrain de :

$$p = 5 \times \frac{12}{100} = 0,6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{pour } a = 200 \text{ cm} \quad d = 100 \text{ cm}$$

$$\text{et } 0,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{pour } a = 150 \text{ cm} \quad d = 100 \text{ cm}.$$

Si l'on compare ces chiffres aux précédents, on voit que le dispositif de coulissement évite avec une très grande marge l'approche de la limite élastique (1). Ils correspondent à une charge au mètre de circonférence de l'ordre de :

$$Ph = 6 \text{ t/m pour } a = 2 \text{ m par exemple}$$

$$\text{et} \quad 8 \text{ t/m pour } a = 1,5 \text{ m}$$

3° Résistance au flambage

M. Schwartz utilise dans son cours la formule de M. Crussard :

$$P = \frac{3EI}{ar^2h} \neq \frac{3EI}{a^3h} \quad (8)$$

où r est le rayon de la fibre moyenne et h la largeur moyenne du profil dont la section droite a le moment d'inertie minimum I .

On ne commet pas de grosse erreur en remplaçant la largeur moyenne par la largeur à l'extrados, ni la fibre moyenne par le rayon à l'extrados :

Avec le T.H. 21/48

$$I_y \neq 300 \text{ cm}^4 \quad E = 20000 \text{ kg/mm}^2$$

$$P \neq 19 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } a = 200 \text{ cm}$$

$$44 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } a = 150 \text{ cm}.$$

Il est visible que pour les petites sections, le risque de flambage diminue rapidement. Mais pour les grandes, il peut atteindre des valeurs dangereuses. On passera en tous cas certainement du coulissement (supposé à 12 t) au flambage pour :

$$a \geq \sqrt[3]{\frac{3EI}{Ph}} \approx 4 \text{ m}$$

C'est dire qu'en très grande section, la pratique qui consiste à utiliser trois étriers par assemblage au lieu de deux est

(1) Ils expliquent aussi qu'un soutènement rigide soit parfois préférable à un soutènement coulissant.

certainement condamnable : elle provoque à coup sûr le flambage (au moins pour ce profil).

On notera enfin que, si Fh atteint 17 à 18 t (ce qui n'est pas exceptionnel) cette limite de flambage est atteinte dès que $a = 3,3$ m.

Mais dans la plupart des cas, où les rayons sont faibles, la résistance au coulisement du cintre est atteinte bien avant sa limite de flambage.

Que pratiquement les cintres cependant se déforment tient à plusieurs circonstances :

- leur forme non circulaire ;
- le régime de sollicitations non uniforme ;
- les irrégularités de pose et de serrage, et la dispersion des résistances au coulisement.

Nous allons examiner ces divers facteurs.

C. — Forme de soutènement

1° Forme circulaire incomplète (fig. 3)

Soit P le champ de pression radial (supposé uniforme) s'exerçant sur le cintre mince de centre O et de rayon a .

a) Nous avons vu que la contrainte de compression dans une section droite est Pa .

b) Appelons α l'angle du rayon vecteur de l'extrémité du cintre avec l'horizontale compté positivement comme sur la figure. Le calcul des réactions entre A et B est aisé : l'arc est isostatique si A et B sont des articulations libres. On trouve alors que les réactions en A et B sont portées par la tangente à l'arc et que leur valeur est évidemment Pa . Leurs composantes verticales et horizontales sont :

$$\begin{aligned} A_v &= Pa \cos \alpha = B_v \\ -A_H &= Pa \sin \alpha = B_H \end{aligned}$$

Leur sens est évident (fig. 3).

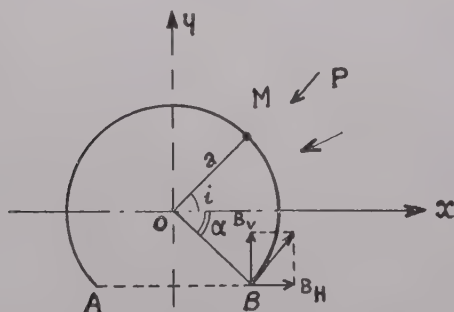


FIG. 3. — Cintre circulaire incomplet.

On trouve aussi que le moment m par rapport au centre en un point M d'argument i est égal à :

$$m = Pa^2 \sin \alpha (\sin \alpha + \sin i).$$

Il est évidemment nul pour $i = \alpha$ puisqu'en A et B la réaction du terrain doit équilibrer l'ensemble.

Ces formules sont encore valables avec un cintre circulaire à pieds divergents : il suffit alors de donner à α la valeur négative correspondante. Mais on ne peut aller très loin dans cette voie car une galerie trop plate est peu utilisable. Pratiquement, α varie de $+30^\circ$ à -10° .

Notons enfin que l'ouverture utile du cintre au niveau du sol est :

$$2L = 2a \cos \alpha$$

Que va-t-il se passer au mur entre les points A et B ? Sans vouloir développer ici ce point, signalons simplement que l'action Pa du cintre sur son point d'appui imposera au mur des efforts considérables. Si la résistance au coulisement par exemple est de 12 t, elle imposera au cintre une contrainte de

$$\frac{12\,000}{27} \approx 450 \text{ kg/cm}^2$$

pour un fer T.H. 21 kg (section 27 cm²) sans semelle, bien supérieure au cisaillement limite de la plupart des murs. Pour éviter l'enfoncement dans un mur tendre, il faudra donc prévoir des semelles de largeur suffisante... à moins que cet incon vénient ne soit indispensable pour protéger de la destruction un soutènement trop rigide.

Ces semelles, si elles ne sont pas liées au cintre, auront d'ailleurs tendance à dégorger vers l'extérieur de la voie (soutènement à pieds convergents) ou vers l'intérieur (pieds divergents).

2° Formes non circulaires

Des calculs analogues peuvent être faits avec des régimes de sollicitations non uniformes et des formes de soutènement non circulaires (1).

Qualitativement, il est souvent possible de prévoir l'orientation des mouvements de terrains principaux que va subir le cintre : rapprochement des épontes au voisinage d'une tail

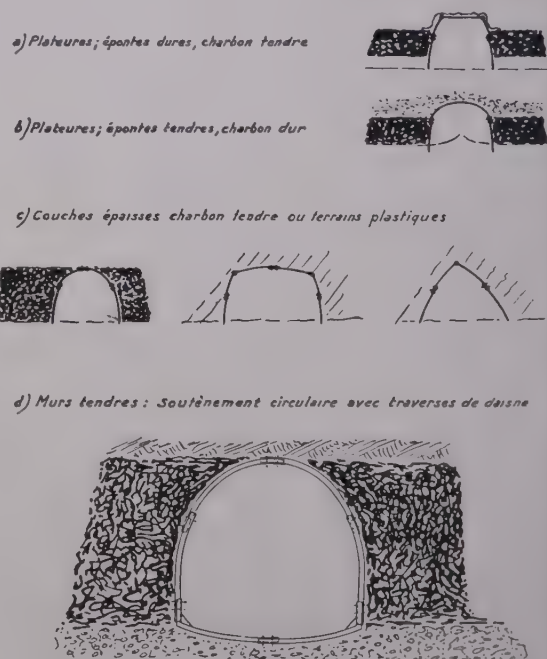


FIG. 4. — Exemples de soutènements types.

(1) Voir à ce sujet le travail considérable de GROTHOWSKY (I formes les plus favorables de soutènement métallique des galeries et leur calcul par la statique) paru dans *Bergbau Wissenschaften* janvier 1954 (Trad. CERCHAR, n° 472-54).

n exploitation, fluage d'un banc tendre ou de la couche, etc... Il est alors évident que les éléments de coulissement ou de compressibilité du soutènement, s'il en a, les articulations éventuelles, doivent être orientés en tenant compte de ces mouvements et du but que l'on se propose.

Par exemple, la position des assemblages coulissants du cintre T.H. normal correspond bien à une voie en plateure, sollicitée surtout par la convergence verticale, mais convient bien plus mal à un effort latéral et pas du tout aux composantes obliques d'une exploitation en dressant.

Il faut d'ailleurs faire un choix : le plus souvent, s'opposer à la convergence près d'une taille est inutile, voire impossible avec la résistance pratique de nos soutènements. Mais si une couche tendre a tendance à fluer exagérément, il importe au contraire d'en freiner l'écoulement par une réaction aussi élevée que possible. Les figures jointes donnent quelques suggestions à cet égard (fig. 4).

3° Dispersion (fig. 5)

L'étude en laboratoire de la dispersion des caractéristiques des soutènements les plus courants ne fait que commencer : nous n'en dirons donc que peu de choses.

La figure 5 donne un exemple des courbes de coulissement obtenues avec un type de soutènement très répandu : les résultats sont d'ailleurs moins mauvais qu'il n'y paraît, si l'on réfléchit au fait que les cintres ne fonctionnent toujours que dans les conditions d'un « premier essai ».

Cependant, la dispersion reste grande, fonction du serrage des étriers, des états de surface, etc... Et ce n'est sans doute que dans quelque temps que nous saurons réduire ces facteurs de dispersion : le soutènement idéal doit être à la fois fidèle et

peu sensible aux variations d'orientation du champ de contraintes qu'il subit.

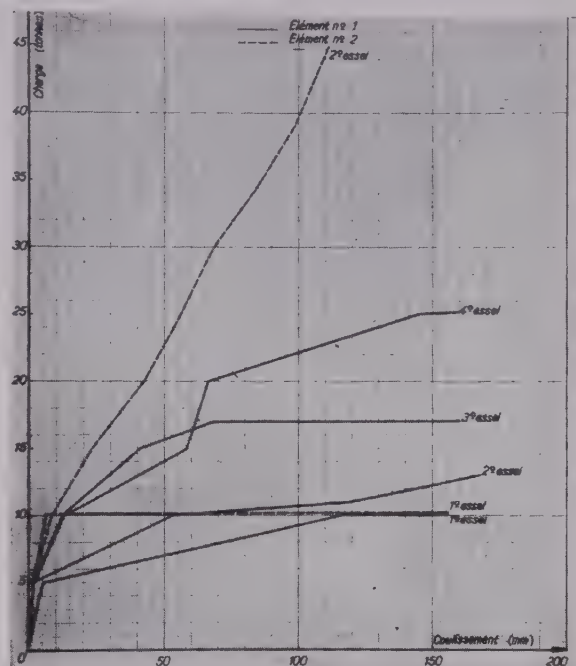


FIG. 5. — Courbes charge-coulissement d'assemblages de cadre Usinor 21 kg.

II. — REMARQUES SUR LE COMPORTEMENT DU TERRAIN

A. — Premier cas limite : terrain ferme qui se pulvérise

Supposons le terrain initialement ferme et homogène. La détente créée par le creusement de la galerie — supposée circulaire — va entraîner d'abord une dilatation élastique du terrain, puis en général une certaine fissuration. Comment cela va-t-il se passer? (fig. 6) :

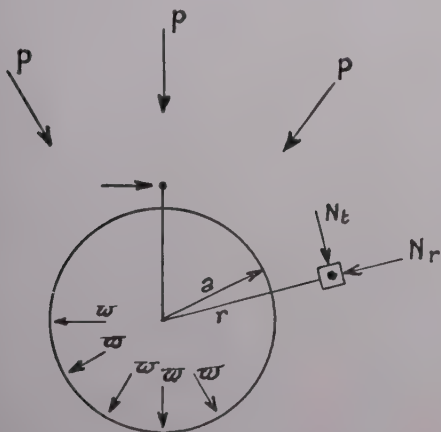


FIG. 6. — Réaction du soutènement dans le terrain.

1° Avant que le soutènement n'exerce une réaction effective on peut encore appliquer les équations de Lamé (en négligeant la pesanteur), mais avec des conditions aux limites différentes :

Dans la période de seule déformation élastique : $N_r = 0$ pour $r = a$ (en négligeant la pression atmosphérique) et

$$N_r = N_t = p = \frac{\delta H}{m-1} \text{ à l'infini.}$$

Par suite :

$$(10) \quad \begin{cases} N_t = \frac{\delta H}{m-1} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \\ N_r = \frac{m-1}{\delta H} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \\ N_z = \delta H \end{cases}$$

dans l'hypothèse de la seule déformation élastique.

Mais si le revêtement exerce (pour un rayon a à l'extrados) une réaction π , les contraintes dans le terrain deviennent :

$$\begin{cases} N_r = \frac{\delta H}{m-1} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \pi \frac{a^2}{r^2} = \frac{\delta H}{m-1} + \frac{a^2}{r^2} \left(\frac{\delta H}{m-1} - \pi \right) \\ N_t = \frac{\delta H}{m-1} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \pi \frac{a^2}{r^2} = \frac{\delta H}{m-1} - \frac{a^2}{r^2} \left(\frac{\delta H}{m-1} - \pi \right) \end{cases}$$

On voit que si π atteint $\frac{\delta H}{m-1}$ on retrouve l'état d'équilibre initial.

Mais pour $r = a$ à l'extrados :

$$\begin{cases} N_t = 2 \frac{\delta H}{m-1} - \pi \\ N_r = \pi. \end{cases}$$

même si π est faible (et bien inférieur à $\frac{\delta H}{m-1}$)

la déformation ne se produira pas si N_t ne dépasse pas la limite élastique R_e de la roche en compression ou si

$$\pi \geq \frac{2 \delta H}{m-1} - R_e.$$

Ainsi deux cas sont possibles :

Où le soutènement est très robuste

$$\left(\pi \geq \frac{\delta H}{m-1} \right),$$

comme peut l'être un bon béton dans certaines limites, où en adhérant au terrain il l'empêche de se déformer.

Où il est moins robuste mais la roche l'est assez

$$\left(\pi \geq \frac{2 \delta H}{m-1} - R_e \right)$$

et c'est elle qui arrête les déformations ⁽¹⁾. Hors de ces deux cas, la déformation se produira lentement mais irrésistiblement.

2° Mais le plus souvent, la roche à la paroi de la galerie, avant que la réaction du soutènement ne devienne sensible, est pratiquement en compression simple et va se fissurer dès que la tension tangentielle N_t atteindra sa limite de rupture.

Or, pour $r = a$, $N_t = \frac{2 \delta H}{m-1}$ avant que le soutènement ne résiste.

A 400 m de profondeur, un schiste ou un grès ($m = 5$ à 6) devrait donc pouvoir résister à 20 ou 25 kg/cm² pour « tenir ».

3° Reprenons ici l'analyse faite par MM. Labasse et Van Iterson : supposons que le terrain se fissure jusqu'à la pulvérisation vraie. En chaque point de la zone broyée

$$\frac{N_t}{N_r} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = j \quad (\varphi \text{ étant l'angle de frottement interne}).$$

L'équilibre d'un petit élément dr à la distance r du centre exige que :

$$(N_t - N_r) dr = r d N_r$$

D'où

$$\frac{dN_r}{N_r} = (j - 1) \frac{dr}{r}.$$

Si π est la réaction radiale du soutènement sur le terrain pour $r = a$, on en déduit (fig. 7) :

$$(12) \quad \begin{cases} N_r = \pi \left(\frac{r}{a} \right)^{j-1} & \text{avec } j - 1 = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \\ N_t = \pi j \left(\frac{r}{a} \right)^{j-1}. \end{cases}$$

⁽¹⁾ Il faut d'ailleurs noter qu'en grande section le terrain, même résistant, peut flamber comme le soutènement lui-même.

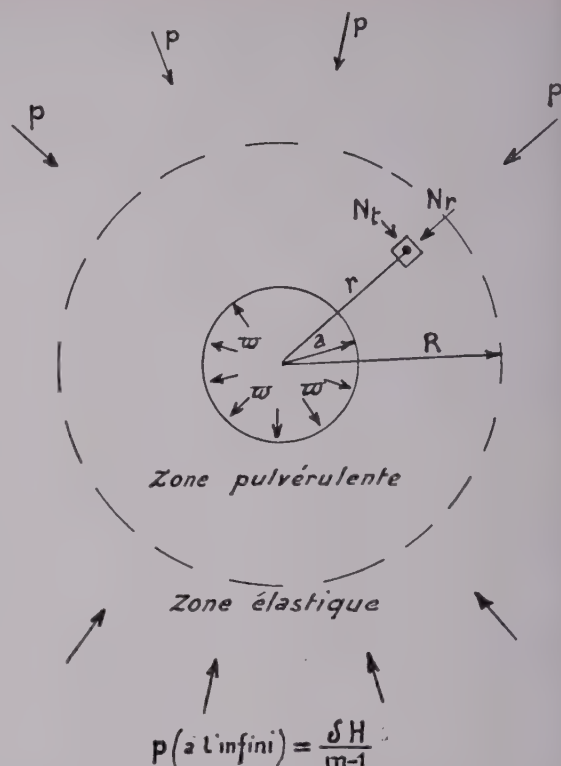


FIG. 7. — Cas limite : broyage intégral du terrain.

Mais à la limite R de la zone élastique, les équations de Lamé sont aussi valables :

$$\begin{cases} N_t = \frac{\delta H}{m-1} + \frac{k'}{R^2} \\ \left(\frac{\delta H}{m-1} \text{ étant la contrainte à l'infini} \right) \\ N_r = \frac{\delta H}{m-1} - \frac{k'}{R^2} \end{cases}$$

et par suite :

$$\frac{2 \delta H}{m-1} = \pi (j + 1) \left(\frac{R}{a} \right)^{j-1}$$

avec

$$j + 1 = \frac{2}{1 - \sin \varphi} \quad (13)$$

ce qui lie π (réaction à l'extrados du soutènement) au rapport $\frac{R}{a}$ entre les rayons de la zone pulvérulente et de la zone élastique : si π est suffisant, le rapport $\frac{R}{a}$ restera constant et la galerie cessera de se déformer.

Le graphique ci-après donne les variations de $\frac{R}{a}$ en fonction de $\frac{2 \delta H}{(m-1) \pi}$ ou plus généralement de $\frac{2p}{\pi}$ si p est la pression radiale à l'infini pour différentes valeurs de φ .

On y voit que $\frac{R}{a}$ varie pratiquement (dans les limites usuelles de $\left(\frac{2 \delta H}{m-1} \right)$ de 1 à 10 au maximum, selon la valeur de

l'angle φ , la résistance du soutènement et la profondeur. C'est dire que les perturbations autour d'une galerie isolée ne s'étendent jamais très loin (d'autant plus qu'il leur faut un certain temps pour se développer).

4° L'analyse précédente masque cependant une difficulté. La gaine pulvérulente ($R - a$) arrête bien les dilatations de la zone élastique au-delà de R , mais elle se forme elle-même au dépend d'une zone ($R - \rho$) de moindre épaisseur initiale peu à peu élastiquement détendue, puis fissurée, puis broyée (fig. 8).

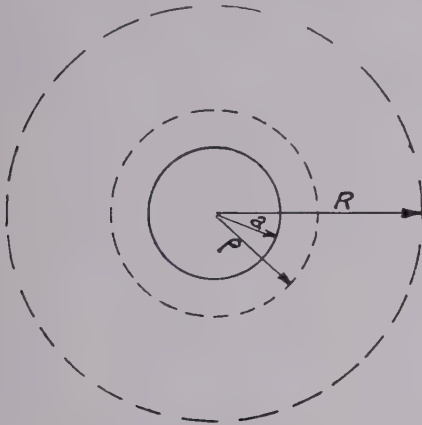


FIG. 8. — Dimensions caractéristiques : ρ = rayon initial
 a = rayon final R = rayon de la zone pulvérulente.

a est ici le rayon final de la voie, ρ son rayon au creusement. Ce qui intéressera le mineur ce sont ces deux valeurs, plus que celle de R proprement dite.

Cherchons à étudier analytiquement ce phénomène de dilatation et de pulvérisation.

a) *Dilatation élastique* : dans l'état final, puisque le matériau est pulvérisé, la contrainte radiale en chaque point de la paroi de la galerie jusqu'à la distance R du centre est :

$$N_r = \pi \left(\frac{r}{a} \right)^{j-1}.$$

Ce matériau provient de la couronne circulaire de rayon ($R - \rho$) où régnait avant creusement la pression $\frac{\delta H}{m-1}$.

Chaque grain de matière d'épaisseur initiale dr est donc passé de ce deuxième état de contrainte au premier et sa dilatation radiale a été :

$$\frac{1}{E} \left[\frac{\delta H}{m-1} - \pi \left(\frac{a}{r} \right)^{j-1} \right].$$

E étant le module d'élasticité, r la position finale de l'élément.

L'allongement global radial du seul fait de l'élasticité du matériau est donc :

$$\Delta L = \frac{1}{E} \int_a^R \left[\frac{\delta H}{m-1} - \pi \left(\frac{a}{r} \right)^{j-1} \right] dr = \frac{1}{E} \left[\frac{\delta H}{m-1} (R - a) - \frac{\pi}{ja^{j-1}} (R^j - a^j) \right]$$

ou, compte tenu de la relation (13) :

$$E \Delta L = \frac{H\delta}{m-1} \left[\frac{(j-1)(j+2)}{j(j+1)} R - a \right] + \frac{a\pi}{j}.$$

Le coefficient de R est assez voisin de 0,8 à 0,95 quant φ varie de 30 à 50°. On aura donc une valeur par excès de cette dilatation élastique par l'expression :

$$E \Delta L \neq \frac{\delta H}{m-1} (R - a) + \frac{a\pi}{j}.$$

Négligeons enfin le dernier terme qui est petit devant le premier avec les soutènements coulissants usuels. Ramené à la longueur initiale ($R - \rho$) l'allongement sera :

$$\frac{\Delta L}{R - \rho} \neq \frac{\delta H}{E(m-1)} \frac{R - a}{R - \rho}$$

dont une valeur par excès sera

$$\frac{\delta H}{E(m-1)}.$$

Par exemple, pour un schiste pour lequel $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$, ce qui est déjà très faible, et des profondeurs de l'ordre de 400 m, on voit que cette dilatation élastique sera de l'ordre de 1/1 000. Elle est donc négligeable.

b) Négligeons donc complètement la part « détente élastique » dans la dilatation du terrain et cherchons quelle augmentation de volume va entraîner la fissuration jusqu'à pulvérisation (fig. 8).

Dans une section droite de la galerie, la surface initiale de la couronne circulaire ($R - \rho$) qui était $\pi(R^2 - \rho^2)$ va devenir $\pi(R^2 - a^2)$.

Si tous les grains étaient des sphères de même diamètre, il y aurait alors dans un volume unité sensiblement 44 % de vides et 56 % de pleins.

Retenons ces chiffres qui représentent certainement la dilatation maximum possible à partir d'un état comprimé :

$$(R^2 - \rho^2) = 0,56 (R^2 - a^2). \quad (14)$$

On en tire :

$$\frac{\rho^2}{a^2} = 0,44 \left(\frac{R}{a} \right)^2 + 0,56. \quad (15)$$

Il faut bien comprendre que ces relations correspondent au foisonnement maximum possible, qui se rencontre rarement dans la pratique (et exige d'ailleurs un temps assez long pour se produire).

Plus souvent, les dilatations observables sont de l'ordre de 15 à 20 % :

$$\frac{R - a}{R - \rho} = 1,2$$

alors que pour les dimensions usuelles, la relation 15 donnerait des rapports $\frac{R - a}{R - \rho}$ égaux ou supérieurs à 2. Mais cette relation représente assez bien ce qui peut se passer en terrains très friables (schistes tendres ou charbon) comme il s'en rencontre parfois.

c) On peut donc utiliser, en cas de terrains très friables, les diagrammes joints pour se fixer la densité de soutènement à prévoir, ou inversement prévoir la section à creuser et la section finale (fig. 9).

Mais on peut d'ailleurs simplifier :

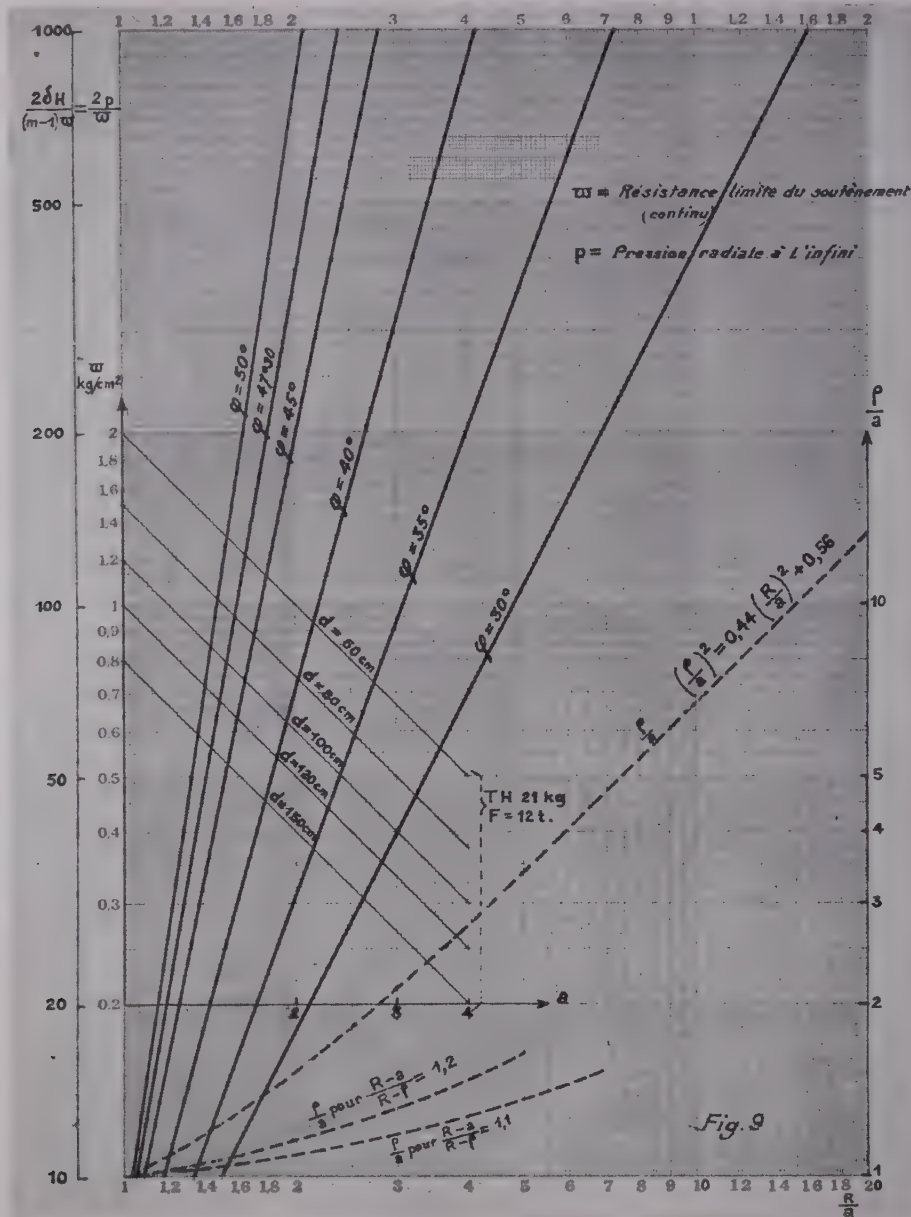


FIG. 9.

1. Dans la plupart des terrains, au voisinage des galeries où la contrainte est limitée, le nombre de Poisson m est de l'ordre de 5 à 6. Prenons 5. Cependant, pour le charbon, il vaut mieux prévoir $m = 3$ en charbon assez dur et même $m = 2$ en charbon tendre. Par suite :

$$\frac{2 \delta H}{(m-1) \pi} \neq 0,125 \frac{H}{\pi} \text{ en stériles}$$

et $0,5 \frac{H}{\pi}$ au charbon (H mètres).

2. Dans nombre de cas, une largeur de galerie finale de l'ordre de 2 m ($a = 1$ m) est tolérable. En outre, si on boise en T.H. 21 kg, on peut admettre un effort au coulissement de $12 \text{ t} : \pi = \frac{12000}{ad} \neq \frac{120}{d}$ (d en cm).

3. d , dans les cas usuels (T.H. 21 kg), distance d'axe en axe des cintres, varie de 80 à 120 cm. Par suite, π varie de 1,5 à 1 kg/cm². Pour tenir compte des charges localisées, retenons cette dernière valeur. Par suite :

$$\frac{2 \delta H}{(m-1) \pi} \neq 0,125 H \text{ en stériles et } 0,5 H \text{ au charbon.}$$

On doublera ou triplera d'ailleurs ces valeurs, si une taille affecte la voie.

4. En terrain fragile, ϕ descend souvent aux environs de 40°. Cependant, pour le charbon, il reste voisin de 47 à 50°.

Pour $H = 400$ m par exemple, on trouve ainsi (voir abaques) $R = 1,8$ pour les stériles (40°) et $\frac{R}{a} = 1,8$ pour le charbon (47°).

On peut donc, pour cette profondeur, retenir en première approximation :

$$\frac{R}{a} = 1,8 \text{ dans tous les cas.}$$

On trouverait de la même façon des valeurs un peu plus fortes à profondeur croissante.

5. Les coefficients de foisonnement mesurés à la peau de la galerie atteignent rarement 20 % ⁽¹⁾. On peut donc tirer la valeur de $\frac{\rho}{a}$ à partir de $\frac{R}{a}$ de la relation :

$$\frac{R - a}{R - \rho} = 1,2.$$

Pour $\frac{R}{a} = 18$, on en déduira par exemple : $\frac{\rho}{a} = 1,1$ (au lieu de 1,35 avec la pulvérisation théorique maximum).

Cette valeur est suffisante dans beaucoup de cas.

Ainsi, avec ces approximations, lorsque le frottement interne ne descend pas pour les schistes au-dessous de 40°, une galerie en roche vierge ou schiste ou au charbon, soutenue avec des T.H. de 1 kg à 0,8 ou 1 m d'intervalle, devra, pour un rayon final a , être creusée au rayon ρ tel que :

H	R/a	ρ/a
400 m	1,8	1,12
600 —	2	1,16
800 —	2,1	1,20

On compense en somme dans ce procédé la relative faiblesse du frottement interne des schistes par leur nombre de Poisson plus élevé.

d) Il faut cependant porter attention aux faits suivants :

1. Si la contrainte initiale latérale avant creusement d'un tunnel est bien $\frac{\delta H}{m - 1}$ en galerie horizontale, elle aura sensiblement cette valeur latérale.

Mais la contrainte principale reste bien δH . Si bien qu'il est souvent préférable de faire le calcul du revêtement dans tous les cas avec $m = 2$, ce qui changerait sensiblement les valeurs admises ci-dessus en cas de schistes à 40°. On trouverait par exemple ⁽²⁾ :

H	R/a		ρ/a	
	Schistes	Charbon	Schistes	Charbon
400 m	2,65	1,8	1,26	1,12
600 —	2,85	2	1,30	1,16
800 —	3	2,1	1,32	1,20

⁽¹⁾ Nous verrons plus loin (9°) que prendre $\frac{R - a}{R - \rho} = 1,1$ suffit le plus souvent.

⁽²⁾ Prendre garde ici que certains profils ne supportent pas sans rupture des variations de courbure de 20 à 30 % qui localement peuvent d'ailleurs largement dépasser ces valeurs.

Encore cela suppose-t-il que la résistance des cintres est uniforme et que le terrain ne souffle pas trop entre eux (de l'importance d'un bon garnissage...) faute de quoi la désorganisation peut se poursuivre en profondeur.

2. Tous les calculs précédents négligent le poids des terrains déconsolidés en couronne. Mais on en tiendra aisément compte par la forme du soutènement. Car si par exemple $\frac{R}{a} = 2$ le poids de ces terrains — soit $\delta(R - a)$ — n'atteint que 0,25 a , valeur à comparer à la contrainte radiale que peut porter le soutènement π (fig. 10).

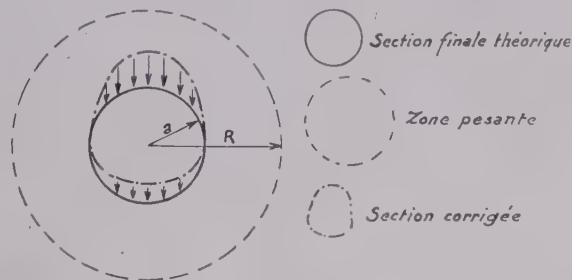


FIG. 10. — Correction de pesanteur.

Dans les cas usuels, on trouve ainsi que ce surcroît de charge en couronne est par exemple de l'ordre de 20 % : une déformation de cet ordre en ellipse haute du soutènement à sa pose suffira à en tenir compte (ou un coefficient de sécurité du même ordre dans le calcul du soutènement).

5° Influence du temps

a) Il faut aussi et surtout tenir compte du temps. Toute l'analyse ci-dessus est relative à l'état final. Encore faut-il que le soutènement tienne dans tous les états intermédiaires, même si l'on postule son homogénéité et sa régularité de fonctionnement.

Il faut ici remarquer que les fissurations ou détentes paraissent se propager dans un terrain d'autant plus vite que sa résistance à la traction est plus faible et sa courbe intrinsèque plus fermée : un charbon tendre sera par exemple plus vite affecté qu'un schiste conservant une certaine résistance à la traction.

D'où l'importance de connaître (par des mesures de dilatation) l'évolution dans le temps des diverses strates recoupées par la galerie.

Si le comportement chronologique des divers bancs rencontrés est très différent, des dissymétries d'effort apparaissent qui peuvent compromettre le soutènement. Par exemple, la détente (donc la poussée vers la voie), sera plus rapide dans une couche de charbon que dans le grès au contact : les efforts principaux vont alors nettement s'orienter parallèlement à cette couche, et la forme du soutènement doit être adaptée en conséquence (on adoptera par exemple des chapeaux coulissants). En charbon dur, au contact de schistes argileux ou humides, ce pourra être l'inverse. Dans tous les cas, il faut adapter la forme et la résistance du soutènement à la nature des bancs rencontrés.

b) Le temps intervient encore d'une autre façon, pour les soutènements définitifs que l'on voudrait indéformables : pour qu'ils le soient réellement, il importe de ne pas les solliciter au-delà des valeurs calculées.

En terrain homogène, ceci n'est possible que si on a laissé à la zone broyée R le temps d'atteindre une valeur suffisante (π varie comme $\frac{1}{R^2-1}$).

Autrement dit, il faut que la galerie ait eu le temps de se déformer, de passer du rayon ρ au rayon a . *Il ne faut donc pas bétonner trop tôt* mais se contenter d'un soutènement compressible pendant un certain temps (1).

Combien de temps? Seule l'expérience locale (des mesures de convergence) peut donner ici une réponse. Car la variation de la convergence dans le temps, qui paraît avoir la forme d'une courbe logarithmique comme l'a montré M. Schwartz, permet de savoir quand les déformations ultérieures seront négligeables.

6° Tenue des murs

Le problème de la tenue des murs des galeries est un des plus difficiles en terrain fragile, chaque fois qu'un radier n'est pas possible.

Parce que l'action des pieds du cintre sur le sol est portée par la tangente au point de contact, un soutènement à pieds convergents favorise plus le cisaillement et la montée du mur qu'un soutènement à pieds verticaux ou divergents.

En fait, la forme du soutènement doit tenir compte du but poursuivi (on peut vouloir faire descendre le soutènement dans le mur, ou au contraire l'en empêcher), de l'orientation et de l'évolution dans le temps des déformations prévisibles, de la nature du terrain.

Si l'on veut, sinon supprimer, du moins réduire la montée du mur, il faut en principe et *simultanément* :

1. Exerçer sur le mur une réaction π en tous points;
2. Supprimer le cisaillement du terrain par les pieds des cintres, tout en exerçant aux points d'appui une réaction compensatrice selon leur tangente.

Ceci n'est guère possible que par des liaisons entre pieds, assez difficiles à réaliser technologiquement (elles doivent être démontables aisément...) dont la plus parfaite serait le cintre circulaire complet (2) ou à la rigueur des artifices conjuguant un brochage du mur (qui pour être efficace doit être assez profond) et l'emploi de semelles (qui devraient — par construction — rester normales à la tangente au pied des cintres, quelle que soit l'inclinaison de ces derniers). Les photographies A et B ci-dessus montrent en tous cas l'ampleur du problème : dans ce cas le soufflage du mur à 100 m d'une taille de 3 m atteint 1 m. En outre, la position des bancs est complètement bouleversée par rapport au pendage (20°).

7° Importance du garnissage et des liaisons entre cintres

Leur rôle est à la fois de donner aux cintres une bonne rigidité transversale, les empêchant de flamber hors de leur plan, et de reporter sur les cintres eux-mêmes les efforts dus au terrain entre cintres.

(1) Pas trop longtemps pourtant. Car si la zone de Trompeter s'accroît trop, la correction à faire pour tenir compte du poids des terrains déconsolidés peut devenir excessive... et le calcul n'a plus guère de sens pris sous cette forme.

(2) Noter que s'il faut prévoir une certaine déformation elliptique à grand axe vertical pour la couronne, on peut aussi prévoir ici une déformation de même amplitude à petit axe vertical pour le mur : la section « en anse de panier » est certainement très convenable, sous réserve d'une adaptation de ses dimensions (fig. 10).

SOUFFLAGE DU MUR EN VOIE DE TAILLE DANS UNE COUCHE DE 3 m DE PUISSANCE



FIG. 11. — Parement aval

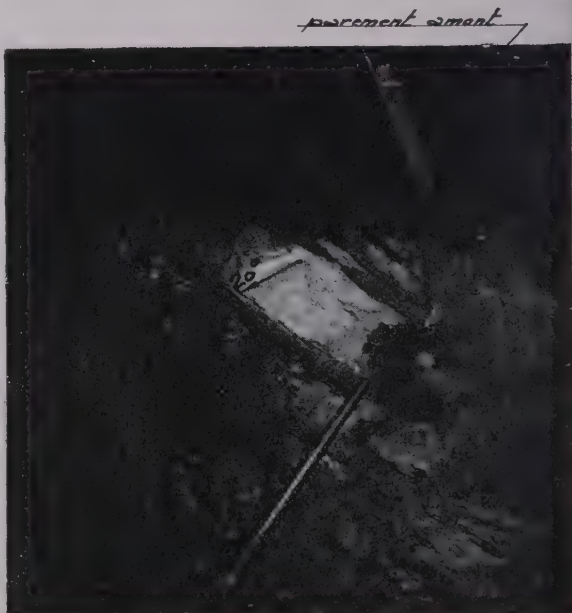


FIG. 12. — Parement amont.

Les liaisons entre cintres (poussardage) doivent être assez nombreuses et assez bien placées pour n'en pas entraver le coulisement. On pallie en réalité leur fréquente imperfection par le frottement des cintres eux-mêmes sur leur garnissage... ou même par le gonflement du terrain entre cintres, qui matérialise et fixe leur plan de travail, au prix parfois, il est vrai, de fâcheuses torsions.

Pour que ce frottement soit bon, il vaut mieux dans les voies difficiles utiliser du bois (queues rondes plutôt que planches derrière lesquelles on bourre des terres) que du fer (queues carrées, tôles ondulées, etc...).

Dans tous les cas, une certaine résistance à la flexion est nécessaire et le meilleur élément de garnissage n'est pas forcément le moins cher.

8° Contraintes radiale et tangentielle en chaque point (fig. 13)

Revenons au calcul qui permet d'établir la relation entre

$$\frac{R}{a} \text{ et } p$$

$$2p = \pi (j + 1) \left(\frac{R}{a} \right)^{j-1}.$$

Cette relation permet aussi de calculer la constante qui figure dans l'expression des contraintes N_r et N_t en fonction de p .

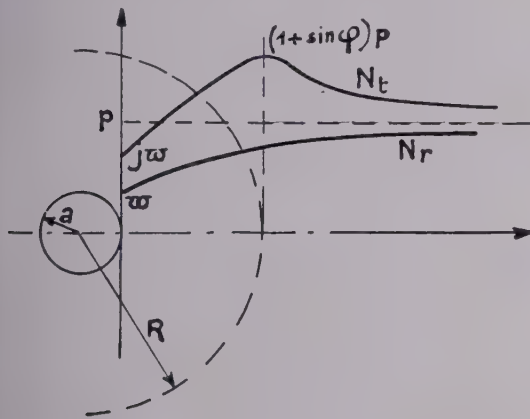


FIG. 13. — Contraintes radiales et tangentielles.

On en déduit que la *contrainte radiale* qui est égale à π à la périphérie de la galerie croît sans cesse, passe pour $r = R$ par la valeur :

$$(N_r)_R = \frac{2p}{j+1} = p(1 - \sin \varphi)$$

et tend vers p à l'infini, tandis que la contrainte tangentielle croît de $(N_t) = j\pi$ à la paroi de la galerie, jusqu'à un maximum de :

$$(N_t)_R = 2p \frac{j}{j+1} = p(1 + \sin \varphi)$$

atteint pour $r = R$, puis décroît jusqu'à la valeur p .

On voit ainsi que le sens physique du rayon R est d'être le lieu du maximum de la fameuse onde de pression qui entoure la voie.

9° Limites et faiblesses de ce genre de calcul

Elles sont évidentes et découlent de l'assimilation du terrain fissuré compris entre les rayons a et R à un massif pulvérulent d'angle de frottement interne constant φ .

Des essais de laboratoire nous dirons sans doute ce qu'il en faut penser. Mais il paraît peu douteux qu'en prenant pour φ la valeur obtenue en considérant l'état du terrain à la paroi, on obtiendra une détermination par excès de la résistance nécessaire au soutènement : on peut considérer qu'ici réside le coefficient de sécurité de toute façon nécessaire.

La seconde incertitude de ce genre de calcul résulte de la détermination de p . On ne connaît (et ne peut mesurer) en effet de coefficient de foisonnement qu'au voisinage de la paroi. Soit f_0 la valeur obtenue.

Il paraît logique d'admettre en première approximation que f passe de la valeur f_0 pour $r = a$ à la valeur 0 par $r = R$ selon une loi de forme linéaire.

Par suite, la valeur à retenir dans le calcul pour le coefficient de foisonnement est alors la moitié du coefficient mesuré à la peau de la galerie. Le coefficient de 20 % adopté dans les calculs précédents peut donc souvent être réduit de moitié.

B. — Deuxième cas limite : terrain déjà pulvérulent

M. Caquot (1) a traité complètement ce problème et montré que pour un souterrain circulaire creusé en terrain pulvérulent de poids spécifique δ à la profondeur H , les contraintes étaient maxima à la clé de voûte et y prenaient la valeur (fig. 14) :

$$N_t = jN_r = \frac{jR}{j-2} \delta \left[1 - \left(\frac{r}{H} \right)^{j-2} \right].$$

Par suite :

$$(N_r)_0 \leq \frac{a\delta}{j-2} \text{ (pour } r = a)$$

On peut donc calculer un revêtement (même en lui conservant un comportement élastique seulement) par les formules de Lamé par exemple, en prenant cette valeur comme contrainte radiale.

On notera cependant qu'en terrain aquifère, il faudra ajouter à la valeur précédente de $(N_r)_0$ la pression hydrostatique à cette profondeur.

En revanche, on y remplacera δ par $(\delta - 1)$.

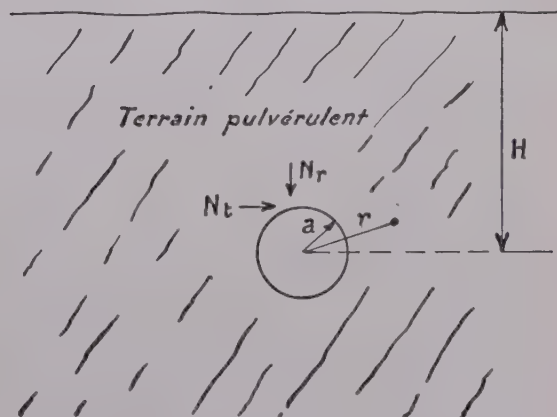


FIG. 14. — Galerie en terrain pulvérulent.

(1) CAQUOT et KÉRISEL. *Traité de Mécanique des sols* — Gauthier-Villars.

La plupart des terrains ont un angle de frottement interne supérieur à 20° ($j > 2$). Seules les argiles (qui rentrent dans le cas des terrains cohérents examinés ci-après) peuvent tomber bien au-dessous de cette valeur. Dans ce cas — et même pour $j = 2$ —, N_r et N_s conservent cependant une valeur finie positive. Il est d'ailleurs facile de montrer que si j tend vers 2 :

N_r tend vers $r\delta L \frac{H}{r} = 2,3 r\delta \log \frac{H}{r}$ (L étant ici le symbole des logarithmes népériens).

Plus exactement, la discontinuité qu'indiquent les relations ci-dessus pour $j = 2$ (soit $\varphi = 20^\circ$) n'est qu'apparente, comme on le montrerait aisément en faisant un changement de variable. En réalité, la contrainte imposée au soutènement croît régulièrement à φ décroissant de $\frac{\pi}{2}$ à 0 : la figure 15 précise cette

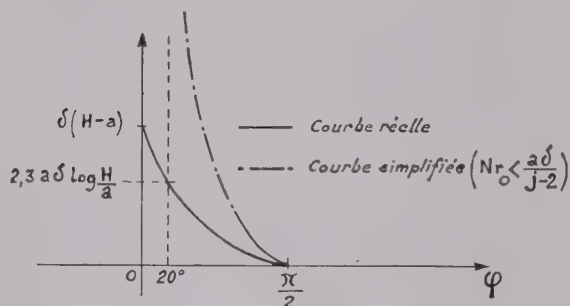


FIG. 15. — Variation de la contrainte sur le soutènement.

variation en fonction de l'angle de frottement interne : elle montre bien la croissance rapide des contraintes dès que l'angle de frottement interne devient trop bas.

L'application de telles formules au calcul d'un revêtement est simple : on évaluera d'après elles la résistance radiale demandée au soutènement. S'il s'agit d'un anneau de béton indéformable, sa résistance à la compression se déduira alors des équations de Lamé.

Il est clair que si l'angle de frottement interne du matériau est bas, les efforts imposés au soutènement peuvent devenir tels qu'aucun béton actuel ne soit capable de les supporter. On est alors conduit, soit à des revêtements spéciaux (cuvelages de fonte par exemple) soit à des injections massives dans le terrain, dont l'effet sera au fond de lui conférer une certaine résistance à la traction (on rejoint alors le cas suivant) ou d'améliorer son frottement interne.

C. — Troisième cas limite : terrains cohérents semi-plastiques ⁽¹⁾

Caractérisons ceux-ci par leur angle de frottement interne φ (non nul) et leur résistance à la traction $T = \frac{C}{\tan \varphi}$ (fig. 16) C étant appelé la *cohésion*.

Ici encore MM. Caquot et Kérisel ⁽¹⁾ ont montré que :

⁽¹⁾ Ouvrage cité : si le souterrain était soumis à une pression intérieure (conduite forcée par exemple) il faudrait remplacer dans ce qui suit j par $i = \frac{1}{j}$ et additionner les deux termes.

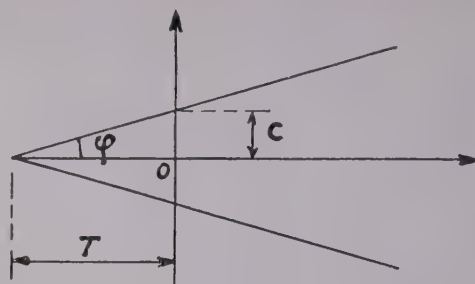


FIG. 16. — Terrain cohérent semi-plastique.

$$N_r = \frac{r\delta}{j-2} \left[1 - \left(\frac{a}{H} \right)^{j-2} \right] - T \left[1 - \left(\frac{a}{H} \right)^{j-1} \right].$$

Si $j > 2$ on peut encore simplifier le calcul puisque

$$N_r \leq \frac{r\delta}{j-2}.$$

Si $j < 2$, il est plus facile d'utiliser cette relation sous la forme :

$$N_r = \frac{r\delta}{2-j} \left(\frac{a}{H} \right)^{2-j} \left[1 - \left(\frac{a}{H} \right)^{2-j} \right] - T \left[1 - \left(\frac{a}{H} \right)^{j-1} \right] \quad (a < H)$$

Dans tous les cas, cette contrainte reste la différence de celle d'un terrain pulvérulent de même frottement interne et d'un terme fonction de la résistance à la traction ou de la cohésion du matériau. C'est dire qu'on obtiendra une valeur maximum de cette contrainte en négligeant ce second terme. Mais au contraire, ce n'est qu'en raison de cette cohésion que l'on peut espérer voir tenir un revêtement insuffisant du seul point de vue frottement interne. D'où l'importance de sa mesure.

D. — Utilisation de ces résultats

Aucun des cas réels ne correspond exactement aux trois cas limites précédents, ni aux autres que l'on pourrait imaginer. Mais la plupart du temps, la détermination du soutènement

FENDUE SAINT-THOMAS (Loire)



FIG. 17. — Aspect d'un niveau en bois, cinq mois après son creusement. A remarquer les bois neufs de renforcement et l'exiguïté des lieux (ferrage de 0,60 m).

d'un ouvrage souterrain peut se raccrocher approximativement à l'un d'entre eux et est d'ores et déjà utilisable.

Les théories précédentes permettent en outre des raisonnements qualitatifs féconds : par exemple, lorsqu'une galerie est creusée au charbon dans une exploitation par tranches descendantes sous d'anciens éboulis de foudroyage, on peut imaginer de suite que le régime des contraintes locales sera surtout le fait de poussées latérales importantes, les efforts verticaux atteignant rapidement leur maximum.

D'où l'idée de cadres à chapeaux coulissants — toujours le compromis entre la résistance du soutènement et le souci de le ménager — qui ont eu un large succès dans certains cas bien définis : par exemple dans celui de la fendue Saint-

Thomas (Bassin de la Loire, fig. 17, 18, 19) où il s'agit d'une exploitation à tranches de 3 m descendantes.

Ce sont les mêmes observations qui font placer parfois l'axe des cintres normalement au pendage, qui démontrent la nécessité d'épis de remblais soignés en bordure des voies de taille, etc...

Et l'on peut ainsi obtenir par l'alliance de ces calculs approximatifs et des réflexions tirées de l'observation locale, des résultats parfois spectaculaires : les figures 20, 21, 22, 23 représentent, par exemple, divers états d'un niveau de tête d'une taille de 3 m de puissance. Les figures 24 et 25 montrent ce qu'on a pu cependant obtenir dans un tel cas grâce à l'adoption d'un soutènement intelligemment adapté aux circonstances locales.



FIG. 18. — Aspect d'un niveau à soutènement métallique cinq mois après son creusement. Les cadres les plus proches ont été élevés pour éviter leur déformation.

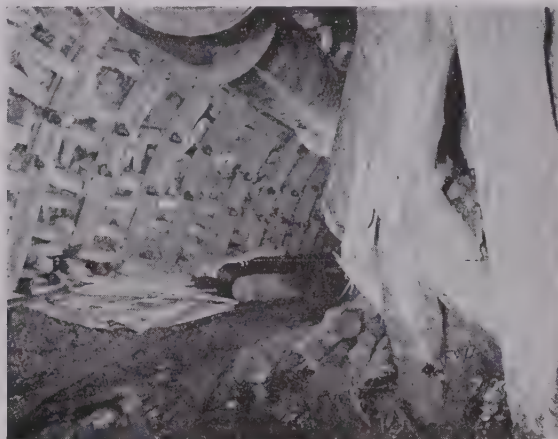


FIG. 19. — Vue prise à la limite de la zone métallique et de la zone en bois.

NIVEAU DE TÊTE D'UNE TAILLE EN COUCHE DE 3 m DE PUISSANCE

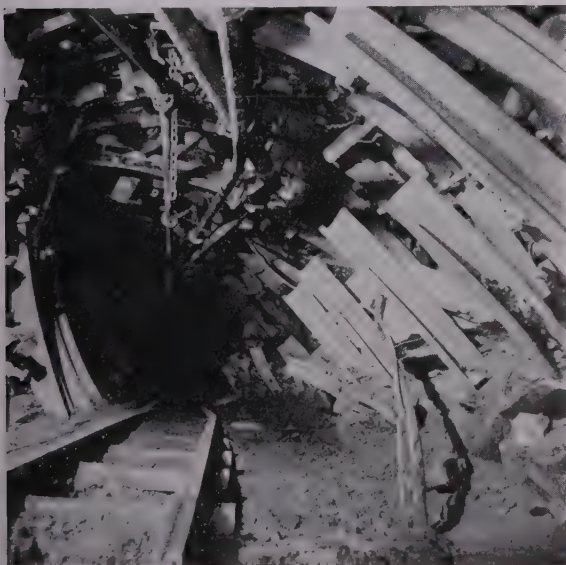


FIG. 20. — Cadres TH 29 kg, un mois et demi après le premier élevage (à droite montants des cadres de la première série posée à l'avancement).



FIG. 21. Cadres de la deuxième série, côté aval (sont également visibles les pieds des cadres de la première série).

La figure 26 représente un autre cas de soutènement bien conçu, alliant en demi-dressants les techniques du boulonnage au soutènement coulissant classique.

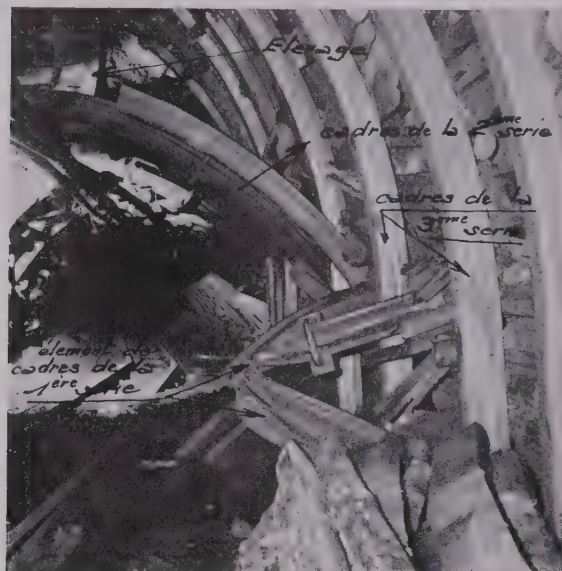


FIG. 22. — Vue du deuxième élevage (troisième série de cadres).

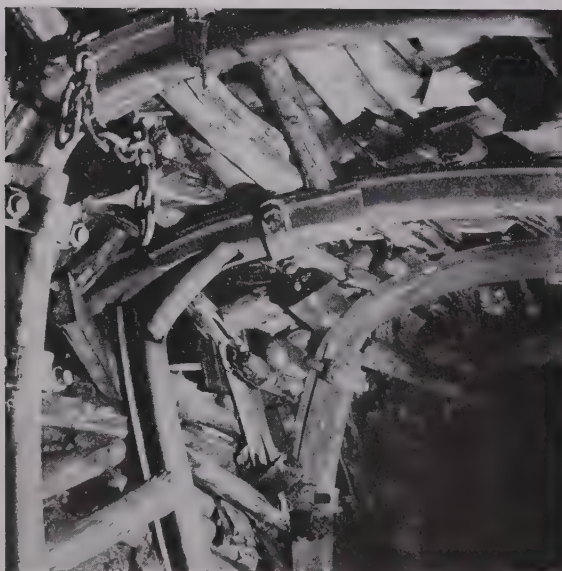


Fig. 23. — Cadres de la deuxième série (cassure côté amont malgré le coulisement contrôlé des cadres).

CONCLUSIONS

Bien d'autres résultats des théories classiques de Résistance des Matériaux et de Mécanique des Sols sont déjà utilisables en exploitation des mines dans le calcul et la détermination du soutènement.

Mais — il faut y revenir — ces théories ne constituent pour nous que des méthodes d'analyse et de calcul, qu'il nous faut solliciter, adapter, pour les rendre utilisables pratiquement.



FIG. 24. — Nouveau soutènement du niveau de tête :

- 1° Axe des cintres perpendiculaires au pendage.
- 2° Arête de remblai de 3 m en pierres de travers-banc à l'aval.
- 3° Bon garnissage et coulisement contrôlé tous les jours; la photographie prise à quelques mètres derrière le front, montre que le recouvrement atteint déjà 70 cm.



FIG. 25. — Nouveau soutènement du niveau de tête : 50 m derrière la taille : le recouvrement atteint 1 m ; seul un rabas-sinage de 1 m est nécessaire.

Au degré d'approximation qui est le nôtre, le procédé est toujours le même : introduire dans la théorie un nombre de paramètres suffisant, dont on demandera les valeurs à l'expérience, pour que dans un petit domaine autour des conditions locales l'interpolation et l'extrapolation puissent se faire sans risque de grosse erreur : la prévision devient alors possible.



FIG. 26. — Soutènement en demi-dressant.

Bien sûr, nous ne pouvons en rester là. Mais pour serrer la réalité de plus près, il nous faut continuer l'étude des roches qui nous entourent en cherchant comment les caractéristiques mécaniques, mesurables sur de petits échantillons en laboratoire, sont transposables et utilisables en grand. Ce changement d'échelle est fondamental et la liaison à faire ici entre laboratoire et la mine est la tâche essentielle de la décennie à venir, tant sous l'angle résistance des matériaux que sous celui de la technologie du soutènement.

En attendant, il faut vivre. Et nous continuerons à vivre et à progresser en utilisant la méthode du chef porion, dont les résultats sont parfois remarquables, tout en essayant avec

beaucoup de prudence de faire ces calculs approximatifs que peu à peu nous arrivons à maîtriser.

Reconnaissons cependant leur caractère statique : ils figent les faits — ce qui est légitime si les vitesses de déformation restent lentes — et obligent à chercher de suite l'état d'équilibre final. Ils ne tiennent pas compte des détenteles élastiques, phénomènes dynamiques heureusement rares, mettant en jeu d'énormes quantités de mouvements auxquelles nous savons mal résister actuellement. Mais ici encore, nous apprenons peu à peu certaines choses, nous en essayons d'autres. Nous en reparlerons dans quelques années.

M. le Président. — Avec M. Coeuillet, je constate que nous sommes résolument sortis de la théorie pour revenir à la technique ; mais si nous jetons un coup d'œil sur la rédaction qu'il a bien voulu nous remettre, nous constatons que sa technique l'accompagne tout de même au moins d'un grand désir de faire de la théorie.

Je pense que les essais qui ont été faits jusqu'à présent aux Charbonnages de France pourront très utilement être complétés et j'espère beaucoup avoir l'occasion de reparler de ces questions avec M. Coeuillet. Je crois que les débats qui auront lieu ces jours prochains montreront que les mesures de contrainte sont non seulement souhaitables mais réalisables, qu'elles ont été réalisées dans certains pays et qu'il y aurait là certainement un moyen de hâter le développement de la technique. Mais ceci est un sujet qui nous entraînerait très loin et je voudrais demander, si les uns et les autres, vous avez des observations, des questions à poser à M. Coeuillet.

DISCUSSION

M. STASSEN. — Pour revenir à l'exemple montré tout à l'heure, en Sarre, n'a-t-on pas fait d'essais de cadres posés sur piles de bois ? J'ai l'impression qu'en posant des piles de bois et en plaçant le soutènement dessus, vous auriez eu des résultats identiques à ceux que nous avons obtenus, il y a vingt-cinq ans, quand nous avions les mêmes difficultés. Actuellement, je dois le dire, tous ces phénomènes de pression ont été dominés dans 60 à 80 % des cas.

M. COEUILLET. — Il y a un certain nombre de cas, dont probablement celui de la Sarre, où l'emploi de cadres posés sur piles de bois donnerait de bons résultats. Nous l'avons utilisé d'ailleurs avec des conséquences assez heureuses en Moselle. Je tiens à rendre hommage, d'ailleurs, à ce que vous avez fait.

M. STASSEN. — Je vous signale que dans certains chantiers,

depuis que l'on utilise les cadres en ogive on a des résultats absolument remarquables. On n'a pas complètement supprimé le soulèvement du mur mais on a vraiment une section intéressante.

M. COEUILLET. — Vous avez raison. Je ne voudrais pas tout de même que vous retiriez de mon exposé l'impression que nous n'obtenons que des résultats lamentables dans les Charbonnages en France. Je vous ai montré un certain nombre de photos spectaculaires pour faire image. Ce n'est pas la règle et il n'en reste pas moins que nous avons encore des progrès à faire.

M. LABASSE. — L'emploi de cadres posés sur piles de bois n'est pas toujours possible, notamment lorsque l'évacuation se fait mal. Dans ce cas-là on peut dire que ce procédé est inapplicable.

PREMIÈRE JOURNÉE

Séance du lundi 17 juin 1957 (après-midi)

SOUS LA PRÉSIDENCE DE

M. GUINARD

Directeur des Mines de la Société Lorraine-Escaut
Président de la Commission des pressions de terrain à la Chambre Syndicale
des Mines de fer de France

PRESSIONS ET MOUVEMENTS DES TERRAINS

(Suite)

Pressions et mouvements des terrains

EXEMPLE D'APPLICATION DES MESURES DE PRESSIONS

DE TERRAIN ENTREPRISES DANS LES MINES DE FER DE LORRAINE

par MM. E. TINCELIN et P. SINOU

Ingénieurs à la Chambre Syndicale des Mines de Fer de France

M. le Président. — Je remercie M. l'Inspecteur Général Mayer de l'honneur qu'il m'a fait en me demandant de présider cette séance. Je pense qu'il l'a fait pour tenir compte du fait que l'organisme auquel j'appartiens a, depuis une dizaine d'années normalement étudié, et s'est beaucoup passionné, pour cette question des pressions de terrains et de la mécanique des roches. Le meilleur moyen de vous le montrer est de donner la parole à M. Tincelin, qui est notre grand spécialiste de cette question et qui va vous faire un exposé sur les essais qu'il est en train de pratiquer en ce moment.

INTRODUCTION

1). — MÉTHODE DES PETITS PILIERS (fig. 1)

On exploite le gisement à un taux d'extractions en surface voisin de 50 %, en découpant des piliers carrés de 15 m de côté, séparés entre eux par des galeries de 5 à 6 m de largeur.

Cette méthode d'exploitation des stots de protection n'est efficace qu'à la condition de ceinturer toute la zone exploitée à 50 % par petits piliers, d'une bande ferme de 30 à 50 m d'épaisseur, comme indiqué sur la figure 1. Sinon, les pressions de culées, engendrées par le passage des fronts de dépilage dans la zone contiguë aux stots, prendront appui sur les petits piliers carrés qui n'ont pas été prévus pour cela et qui céderont de proche en proche, entraînant l'effondrement du stot plus ou moins progressivement, mais de façon inéluctable.

Or, le fait de ceinturer le stot d'une bande ferme de 30 à 50 m d'épaisseur, entraîne inévitablement une chute du taux d'extraction qui tombe suivant les dimensions du stot à une valeur bien inférieure à 50 %.

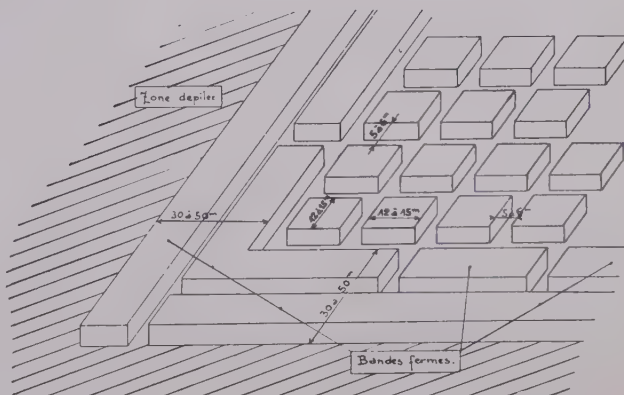


FIG. 1. — Schéma de la méthode d'exploitation des stots par petits piliers carrés.

RÉSUMÉ

En matière d'exploitation, les mines de fer de Lorraine doivent fréquemment résoudre des problèmes de stots de protection. Dans ces stots ou investissements, l'exploitation est conduite au fond de façon à éviter les affaissements de terrain au jour.

Après avoir décrit les différentes méthodes d'exploitation de stot utilisées par les mines de fer en Lorraine, les auteurs entreprennent à titre d'exemple l'étude de l'une d'elles : la méthode des îlots.

Cette étude consiste à calculer les paramètres définissant le stot.

- L'implantation du stot.
- La largeur des vides si l'on veut éviter les affaissements au jour.
- La largeur des bandes fermes ceinturant les vides.

SUMMARY

Iron mines in the Lorraine district are frequently faced by problems in connection with barriers and other mining methods in which portions of ore are left standing for purposes of support and to avoid subsidence at the surface.

After a description of the various barrier methods utilized in the Lorraine iron mines, the authors give a detailed account of one of these methods: the "îlots" method.

This detailed account gives the parameters for calculation of the following:

- Plan and layout of the system;
- Maximum dimensions for chambers not to be exceeded if subsidence is to be avoided;
- The width of the barriers surrounding the chambers.

II). — MÉTHODE PAR DÉPILAGE ALTERNÉ (fig. 2)

Au lieu de découper des piliers carrés, on procède au défilage d'un traçage sur trois.

Cette méthode, relativement récente, présente les mêmes inconvénients que la précédente. Pour assurer une tenue efficace du stot de protection, il faut le séparer des futurs défilages voisins par une bande aussi ferme que possible de 30 à 50 m de largeur.

Dans ces conditions, il est également difficile de dépasser un taux de défilage dans tout le stot, bande ferme comprise, de 40 ou 45 %.

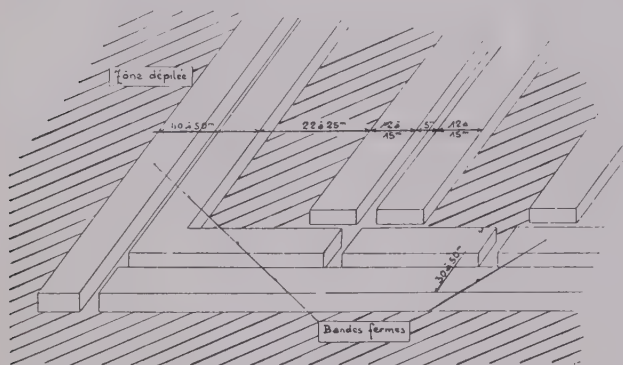


FIG. 2. — Schéma de la méthode d'exploitation des stots par défilage alterné.

Remarque. — Lorsque le stot de protection doit être exploité dans plusieurs couches superposées, les deux méthodes précédemment décrites nécessitent la superposition rigoureuse, non seulement des bandes fermes de ceinture, mais également de tous les piliers laissés dans le stot.

Cette superposition est réalisable, mais nécessite une surveillance topographique délicate et parfois absurde en particulier lorsque l'une des deux couches a été antérieurement mal tracée ou tracée suivant des principes rendant compliquée l'utilisation des engins modernes.

III). — MÉTHODES DES ILOTS (fig. 3)

Cette méthode semble, à l'heure actuelle, devoir être plus rationnelle.

Elle consiste à dépiler intégralement le gisement dans des régions aux dimensions restreintes, soit de forme carrée, soit de forme rectangulaire.

Les observations et mesures effectuées dans le bassin indiquent que, même en couche puissante, il n'y a pas d'affaissement de terrain au jour lorsque les dimensions des surfaces exploitées au maximum sont les suivantes :

— *Surface défilée en forme de carré* : les dimensions des côtés, mesurées en mètres, doivent être inférieures ou égales à $0,4 H$ — H étant l'épaisseur du recouvrement en mètres.

— *Surface défilée en forme de rectangle* : la largeur mesurée en mètres, doit être inférieure ou égale à $0,4 H$.

La longueur doit être inférieure ou égale à H .

H étant l'épaisseur du recouvrement en mètres.

La détermination de ces dimensions résulte d'une classification statistique des zones affaissées et des zones non affaissées à l'aplomb des régions exploitées par la méthode des îlots.

Ces dimensions ne sont pas vérifiées dans les gisements dont le recouvrement est inférieur à 130 m car nous ne possédons pas suffisamment et parfois même aucun exemple dans ces cas. Malgré cette dernière restriction, on voit que l'on peut déterminer les dimensions des îlots dans la plupart des mines de fer de Lorraine.

Il est bien évident qu'autour de chacun des îlots, il faut laisser des bandes de minerai suffisamment épaisses pour éviter que les éboulements survenant à l'aplomb des îlots à l'aplomb des zones défilées dans le voisinage ne viennent à se rejoindre, entraînant ainsi l'effondrement du stot.

Les taux de défilage en surface de cette méthode d'exploitation atteignent 50 %, bandes fermes comprises.

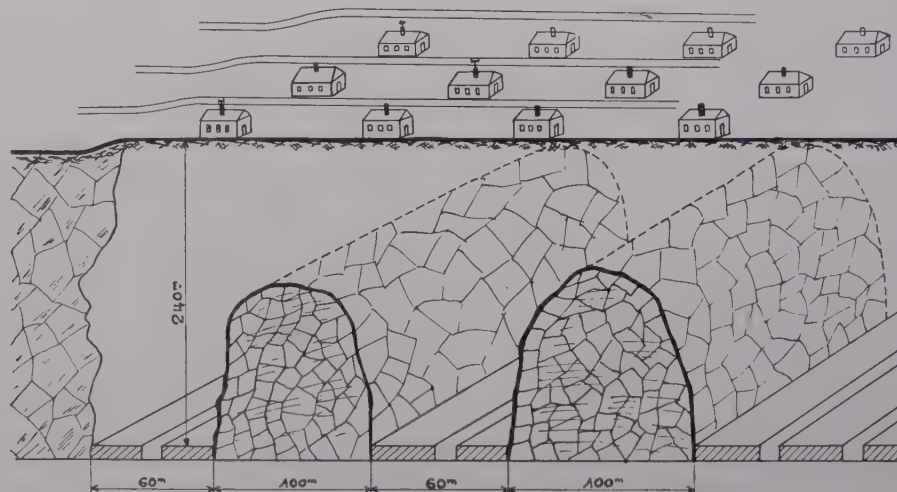


FIG. 3. — Méthode d'exploitation des stots de protection. Méthode des îlots.

Un examen approfondi des résultats obtenus avec ces méthodes d'exploitation montre que la tenue des stots dépend de la rigidité des bandes fermes ceinturant les zones exploitées à 50 % (méthode des petits piliers ou des dépilages alternés) ou à 90 % (méthode des ilots).

Le problème consiste donc à déterminer correctement l'épaisseur des bandes fermes de ceinture, de façon à éviter leur écrasement.

En effet, nous ne pouvons pas changer la nature de notre minéral ni l'épaisseur du recouvrement, nous ne pouvons agir que sur les dimensions des bandes fermes, tout en réduisant au strict minimum les galeries inévitables qu'il faut creuser dans ces bandes.

Pour déterminer l'épaisseur des bandes, il est nécessaire de connaître comme dans tout problème de résistance des matériaux :

a) les caractéristiques mécaniques des roches constituant les bandes fermes,

b) les charges extérieures engendrées par le poids des roches constituant le recouvrement,

c) la loi de répartition des contraintes à l'intérieur d'une section droite de la bande.

La connaissance correcte de l'épaisseur des bandes fermes ne permet pas à elle seule de résoudre complètement le problème des stots. Il faut encore, et même d'abord, savoir correctement les implanter par rapport à la zone à protéger au jour.

C'est en raison de toutes ces considérations que nous avons adopté le plan suivant pour toute étude de stot :

I. Étude de l'implantation du stot.

II. Mesure des caractéristiques mécaniques des roches constituant la couche et les premiers bancs qui la surmontent.

III. Détermination des charges imposées aux bandes fermes ceinturant les ilots ou les stots.

IV. Étude de la répartition des contraintes.

Nous allons passer successivement ces points en revue.

I. — IMPLANTATION DU STOT

La première question à résoudre est celle de l'implantation du stot. La surface qui doit être protégée et celle du stot de protection sont superposées dans nos couches en plateure. De plus, la surface du stot de protection est toujours supérieure à celle de la zone à protéger au jour, car les affaissements de surface ne s'arrêtent pas toujours à l'aplomb même du début du stot ; ils envahissent plus ou moins profondément les limites du stot.

Le problème à résoudre est celui-ci :

Quelle doit être la valeur du rapport

$$R = \frac{\text{Surface du stot de protection}}{\text{surface de la zone à protéger}} ?$$

Il y a intérêt à réduire au minimum ce rapport. Mais il faut éviter que les mouvements de terrains n'occasionnent des dégâts aux bâtiments voisins de la limite de la surface.

Nous parlerons très brièvement de cette question car elle sort du cadre de cette étude. Mais en pratique, elle est très importante.

On sait depuis longtemps que le rapport R dépend de la valeur de l'angle d'influence.

Cet angle i est formé par la verticale XY et par la droite reliant le point A (fig. 4) marquant au fond la limite de la zone dépilée et le point B marquant au jour la limite entre la zone affaissée et la zone non affaissée.

L'angle d'influence est positif si le point B tombe à l'aplomb du ferme, et négatif si le point B tombe à l'aplomb de la zone dépilée.

— Dans un front de dépilage en exploitation, le point A est mobile. Dans ce cas, l'angle d'influence est généralement négatif dans nos mines (nous avons d'ailleurs pu mesurer que plus le point B tombe loin à l'aplomb de la zone dépilée, plus les pressions sont grandes sur le front de dépilage car le porte-à-faux des terrains non foudroyés est grand).

— Lorsque le point A n'est plus mobile, mais reste fixe (ce qui arrive lorsque l'exploitation vient à buter sur un stot de protection), l'angle d'influence varie avec le temps. D'une valeur négative au moment de l'arrêt de l'exploitation, il passe progressivement par zéro et atteint souvent des valeurs positives plus ou moins importantes.

Ces valeurs dépendent en particulier du taux de défructement réalisé dans la bande limitant la zone dépilée.

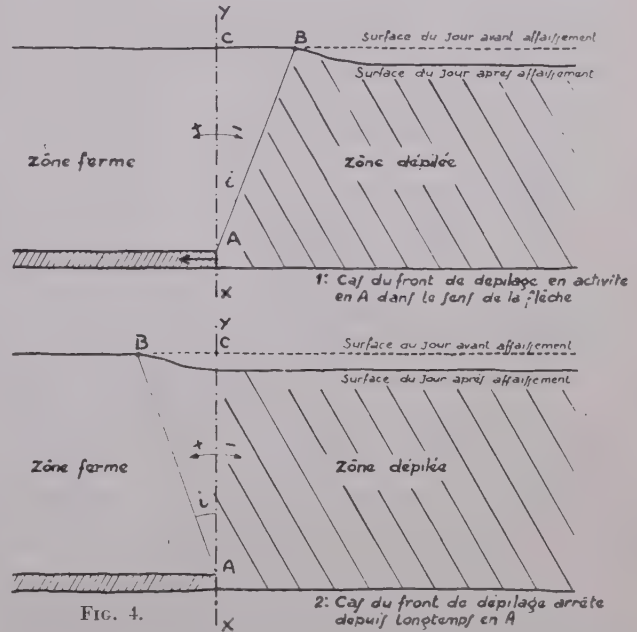


FIG. 4.

Nous procédons actuellement à un dépouillement statistique des angles d'influence mesurés dans le bassin à l'aplomb du ferme. Cette enquête n'est pas encore totalement terminée. Nous pouvons cependant avancer les chiffres suivants qui ne doivent être considérés que comme des ordres de grandeur, jusqu'à plus ample information.

Valeur du taux de défructement des traçages dans la bande ferme limitant la zone dépilée.	L'angle d'influence mesurée en degré peut atteindre :
0 % = zone intégralement vierge.	$i = + 10^\circ$
25 % — 35 %	$i = + 20^\circ$
45 % — 50 %	$i = + 45^\circ$

— Ce tableau montre l'importance qu'il y a à creuser le minimum de galeries dans les bandes fermes limitant les stots de protection.

— La connaissance de l'angle d'influence maximum permet d'implanter correctement un stot de protection puisque sa surface est égale à la surface de la zone à protéger dilatée dans toutes les directions d'une grandeur égale à $CB = H \operatorname{tgi}$ (H étant l'épaisseur du recouvrement).

II. — MESURE DE LA RÉSISTANCE MÉCANIQUE DES ROCHES

Les bandes fermes ceinturant les fronts de défilage forment la base d'un pilier qui monte jusqu'au jour. C'est à la base de ce pilier, donc dans les bancs voisins de la couche exploitée que les contraintes seront les plus importantes, puisque celles-ci sont proportionnelles à la profondeur.

Il faut donc connaître la résistance mécanique de ces bancs.

Dans ce but, nous prélevons des blocs de roche de forme cubique ($40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$) dans lesquels les *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics* découpent des échantillons essayés à la presse.

Ces essais de résistance à la compression sont complétés par les mesures suivantes :

- module de déformation à la compression,
- résistance à la traction,
- densité,
- porosité,
- indice sclérométrique,
- vitesse de propagation du son.

Les *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics* ont mis en évidence des relations empiriques entre la vitesse de propagation du son et la résistance à la compression pour certains matériaux tels que le béton et quelques pierres meulières de la région parisienne.

Nos essais actuels ont pour but non seulement de mesurer les diverses grandeurs qui viennent d'être énoncées, mais de mettre en évidence les relations qui pourraient les lier.

Lorsque nous connaissons pour nos roches la loi empirique qui lie la vitesse de propagation du son et la résistance

à la compression, nous pourrions facilement connaître la résistance mécanique de nos bancs. Il suffira d'effectuer dans la roche en place quelques mesures de vitesse de propagation du son. Ces mesures sont rapides et faciles à effectuer, par exemple entre deux sondages recoupant les premiers bancs que l'on désire analyser.

Dans la méthode des filots, il faut de plus respecter les règles concernant l'écartement des différentes bandes fermes séparant les filots entre eux. Ces règles viennent d'être exposées plus haut.

Remarque. — Pour l'instant, nous utilisons les résultats obtenus sur des éprouvettes cubiques ($7 \times 7 \times 7 \text{ cm}$) ou cylindriques (diamètre : 7 cm , hauteur : 14 cm).

Il semble que la roche en place présente une résistance réelle supérieure aux résultats obtenus sur ces éprouvettes. En effet, la roche est comprimée dans la réalité non pas sous forme d'un cube ou d'un cylindre plus haut que large, mais sous forme d'une plaque mince, longue et relativement étroite comprimée dans le sens de la plus petite dimension (exemple bande de 300 m de longueur, 50 m de largeur et 5 m de hauteur).

Il est évident que la résistance à la compression unitaire d'une plaque mince, comprimée suivant son épaisseur sur toute son étendue, est supérieure à celle d'un cube ou d'un cylindre deux fois plus haut que large. Nos résultats sont donc entachés semble-t-il d'une erreur par défaut.

Cette imprécision, due à la forme des éprouvettes entraînant des résultats trop faibles, conduit à des épaisseurs de piliers trop importantes. Elle joue heureusement dans le sens du coefficient de sécurité, mais peut conduire dans le cas des stots de protection à des pertes de minerai surabondantes.

Nous sommes conscients des imperfections de la méthode que nous utilisons pour déterminer les caractéristiques mécaniques de nos roches. Nous comptons trouver de nombreuses idées sur ce sujet au cours de ce Congrès, plusieurs conférenciers traitant de la question.

III. — DÉTERMINATION DES CHARGES IMPOSÉES AUX BANDES FERMES CEINTURANT LES STOTS DE PROTECTION

Nous avons traité le cas du stot de protection exploité suivant la troisième méthode ou méthode des filots, tout d'abord parce que cette méthode semble devoir être la plus utilisée actuellement dans nos mines et ensuite parce que la méthode des filots nous paraît être (du point de vue des pressions de terrains) la plus logique dans le cas des mines de fer de Lorraine.

La méthode des filots conduit, comme nous l'avons dit, à dépiler intégralement les surfaces de forme carrée ou rectangulaire, aux dimensions suffisamment réduites pour empêcher les éboulements d'atteindre le jour.

Il y a donc, à l'aplomb de chacun des filots une fois exploités, une certaine hauteur de bancs du recouvrement qui se sont éboulés. Il existe aussi une certaine surface, à l'aplomb des filots, limitant dans le recouvrement les terrains restés intacts. À l'intérieur de cette surface, les terrains ont subi un éboulement plus ou moins important. À l'extérieur de cette surface,

les terrains sont restés intacts. Nous avons appelé cette surface *cloche d'éboulement* ou plus simplement *cloche*.

Si nous connaissons le contour exact de cette cloche, nous pourrions déterminer les charges s'exerçant sur les bandes fermes ceinturant le stot ou séparant deux filots.

Si la hauteur de la cloche est petite, presque tout le poids des terrains surplombant les filots est supporté par les bandes fermes. Si la hauteur de la cloche est grande, les charges seront diminuées de tout le poids des terrains qui se sont éboulés.

Le calcul de la charge se fait en ajoutant au poids des terrains du recouvrement, situés à l'aplomb des bandes, le poids des terrains restés intacts au-dessus de l'ilot.

Nous allons décrire la méthode de mesure que nous avons utilisée dans ce but au cours des derniers mois.

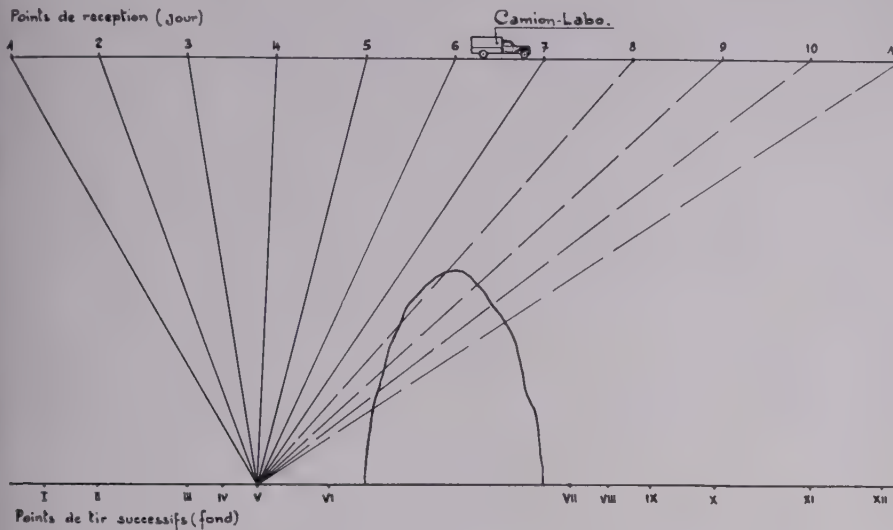


FIG. 5. — Coupe d'une cloche théorique avec points de tir et points de réception.

La méthode utilisée pour déterminer la hauteur de la cloche s'apparente à celle de la recherche sismique :

Nous avons pensé, en effet, que la vitesse de propagation d'un ébranlement, transmis par le sol, du fond au jour, devait être modifiée si le trajet de la propagation traversait la cloche.

Il s'agissait donc :

- d'une part, de vérifier cette hypothèse,
- d'autre part, le cas échéant, de l'utiliser pour déterminer, aussi exactement que possible, la forme de la cloche.

Le plan théorique des essais était le suivant (fig. 5) :

Dans un même plan vertical ou profil, recoupant la cloche dans une zone où on peut penser que l'éboulement des terrains atteint la hauteur maximum, on disposerait :

a) *au jour*, une base de mesure constituée par des capteurs placés en des points dont on connaîtrait la position et la cote d'altitude, chaque capteur devant être capable de transmettre l'instant d'arrivée de l'ébranlement et, si possible, la forme du signal reçu.

b) *au fond*, des points de tir, dans les galeries, à leur intersection, avec le plan du profil. Bien entendu, on connaîtrait aussi la position et la cote d'altitude de chaque point de tir. A chaque tir, on disposerait un montage capable d'envoyer électriquement un top à l'instant précis de l'explosion.

On connaîtrait donc la distance de chaque point de tir à chaque capteur, et le temps de propagation de l'ébranlement, donc la vitesse apparente (c'est-à-dire celle suivant le parcours rectiligne).

En comparant toutes les vitesses, on pourrait voir s'il y a des perturbations au passage dans la zone probable de la cloche, et en notant sur un dessin à l'échelle du profil les lignes à perturbations et celles à non perturbations, on tracerait une image approximative de la cloche.

Réalisation pratique

Une série d'essais, suivant le plan de principe exposé ci-dessus, fut réalisée en avril dernier aux cités de La Mourière à Boulogny.

Ces cités sont construites au-dessus d'un stot de protection exploité par la mine voisine de Joudreville. Une zone de dépi-

lage en forme d'îlot rectangulaire étant terminée, il existe une cloche d'éboulements au-dessus de cette zone.

Les mesures ont été faites en collaboration entre le Service technique de la Chambre Syndicale des Mines de fer de France et l'Institut de la Physique du globe de Strasbourg.

Le dispositif était le suivant :

1^o *au jour*, la base de mesure comportait douze géophones, de la Physique du globe et six capteurs du service technique. Les points de mesures étaient espacés régulièrement de 50 m (ou de 25 m pour certains tirs).

Tous les géologues ou capteurs étaient reliés par câbles, à un appareillage groupé dans un camion-laboratoire.

2^o *au fond* : aux points de tir, repérés à l'avance à l'intersection des galeries accessibles avec le plan de profil de mesure, on avait foré des trous de mine. Chaque point de tir était relié au camion-laboratoire par une ligne téléphonique qui servait d'une part aux liaisons téléphoniques entre les opérateurs du jour et du fond et, d'autre part, à la transmission du top correspondant à l'instant de l'explosion de la charge.

Il y avait, pour une base de mesure, environ douze points de tir, répartis de part et d'autre de la cloche.

Appareillage — Schéma électrique (fig. 6)

L'Institut de Physique du globe et le Service technique de la Chambre Syndicale des Mines de fer possédaient chacun leur appareillage. Nous nous bornerons à décrire celui du Service technique, étant entendu que celui de l'Institut du globe était basé sur le même principe, mais de réalisation différente.

Le top correspondant à l'instant de l'explosion était donné par le dispositif suivant :

Un fil de cuivre fin, enroulé autour du détonateur qui devait provoquer l'explosion, était relié au primaire d'un petit transformateur, le circuit ainsi constitué était alimenté par une pile de 1,5 V. Le secondaire du transformateur était branché, un peu avant le tir, sur la ligne téléphonique qui allait au camion-laboratoire.

A l'instant du tir, le fil entourant le détonateur était rompu et la chute de tension dans le primaire du transformateur provoquait dans le secondaire une impulsion qui, parvenue au

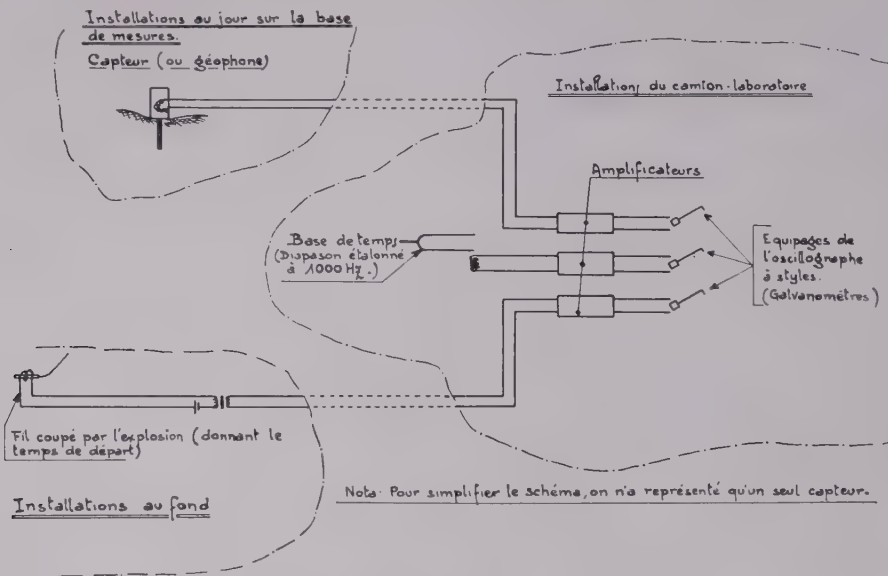


FIG. 6. — Schéma électrique de principe de l'appareillage des mesures de cloche.

our, était convenablement amplifiée, puis enregistrée par un premier équipement d'un oscillographe à style (OSL 81 de la Compagnie des Compteurs de Montrouge).

La réception du signal était opérée par des capteurs de la Compagnie des Compteurs. Chaque capteur est constitué par une bobine en équilibre sur un ressort souple et par un aimant d'induction solidaire du boîtier.

A chaque vibration, la masse magnétique subit un déplacement relatif par rapport à la bobine, et induit une tension de quelques millivolts. Cette tension, proportionnelle à la vitesse du déplacement relatif, est transmise au camion par câble blindé, amplifiée, puis enregistrée sur une piste de l'oscillographe.

Chaque capteur est vissé sur une tige d'acier enfoncée dans le sol de 70 à 80 cm. La sensibilité de nos capteurs est de 0,133 Volt par cm/s.

Le gain maximum de nos amplificateurs est de 375 000. La bande passante de l'ensemble est de 10 à 1 200 HZ.

Le temps intermédiaire entre les tops est mesuré par comparaison avec une échelle de temps fournie par l'enregistrement sur le même film des oscillations entretenues d'un diapason de fréquence 1 000 HZ (précision 10^{-4}).

Tous les enregistrements sont exécutés simultanément par des styles bien alignés, sur un film spécial recouvert de noir de fumée, qui se dévide à une vitesse de 16 cm/s.

A titre indicatif, l'appareil de l'Institut de Physique du globe (appareil de sismique fabriqué par la Technical Instrument Compagnie) comportait, pour les enregistrements, des galvanomètres à miroirs qui envoyaient un spot lumineux sur une bande de papier photographique. Le temps était compté par une « roue phonique » tambour cylindrique muni, suivant ses génératrices, de fentes régulièrement espacées.

La roue phonique, à l'intérieur de laquelle se trouve une lampe, tourne d'un mouvement uniforme réglé par un diapason devant le papier sensible. Les images des fentes ainsi photographiées donnent sur l'enregistrement même l'échelle des temps.

Nous donnons, aux figures 7 et 7 bis, un exemple d'enregistrement de l'Institut de Physique du globe et un de la Chambre Syndicale des Mines de fer.

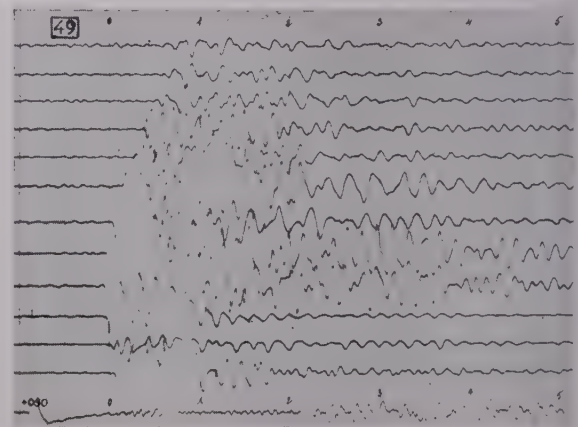


FIG. 7. — Enregistrement-type de la Physique du globe.

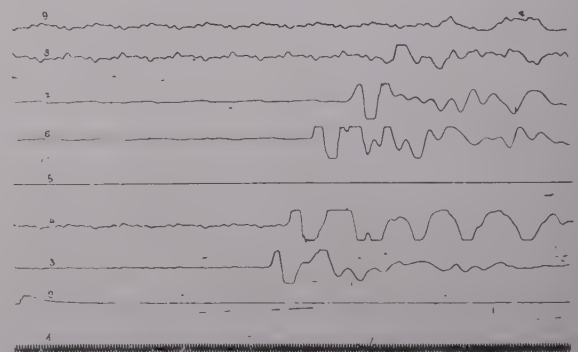


FIG. 7 bis. — Enregistrement-type de la Chambre Syndicale des Mines de Fer.

Réalisation des essais

Les opérations de mesure avaient lieu la nuit, pour éviter que l'encombrement dû aux câbles ne gêne la circulation dans les rues des cités, et aussi pour bénéficier d'une période de calme, exempte de bruits (bruits de la rue, ou bruits d'explosions dans les exploitations voisines).

Les ébranlements étaient obtenus par l'explosion d'environ 2,500 kg de nitraté No, amorcée par du cordeau détonant (vitesse d'explosion 6 000 m/s) lui-même mis à feu par un détonateur électrique.

On a effectué un ou plusieurs tirs par point. Chaque tir faisait l'objet d'un enregistrement.

Une partie des points de tirs se trouvait dans l'exploitation de la mine de Joudreville, l'autre partie dans celle de la mine de La Mourière, la cloche étant située à proximité immédiate de la limite qui sépare les deux concessions.

Deux profils ont été relevés : un profil normal à l'axe longitudinal de la cloche, l'autre coupant cet axe suivant un angle de 30° environ.

On a fait en outre un profil de mesure en terrain vierge avec tirs effectués au fond comme précédemment et tirs à la surface du sol pour déterminer, par réfraction, les vitesses de propagation du son dans les premiers bancs voisins du sol ainsi que la profondeur de ces bancs.

Dépouillement — Interprétation des résultats

Chaque service, Physique du globe et Service technique, étant en possession de l'ensemble des résultats relevés au cours de ces mesures, a procédé à une interprétation suivant sa propre méthode.

Ici, nous ne donnerons que la description de la méthode que nous avons mise au point pour notre propre dépouillement.

Le dépouillement effectué par l'Institut de la Physique du globe doit faire l'objet d'un diplôme d'études supérieures qui sera soutenu par l'étudiant qui a participé aux essais. Il ne nous appartient donc pas d'en parler. Nous précisons toutefois que nous sommes dès maintenant complètement d'accord sur les résultats des essais.

Dès un premier examen des enregistrements obtenus, puis des premières vitesses apparentes calculées, on pouvait constater :

1° Que les vitesses apparentes diminuent d'une façon significative pour certains des parcours qui traversent la zone supposée de la cloche.

2° Que l'amplitude même du signal diminuait pour certains de ces parcours.

Autrement dit, le passage dans la zone éboulée provoquait non seulement une diminution de la vitesse, mais une absorption partielle de l'amplitude du signal.

Par conséquent, le premier but de l'expérience — vérifier l'hypothèse d'une diminution des vitesses au passage de la cloche — semblait dès l'abord atteint. Il restait à mettre au point la méthode la plus rationnelle pour dessiner avec autant de précision que possible le profil de la cloche.

Nous avons commencé par calculer les vitesses apparentes suivant toutes les lignes qui joignent les points de tirs à tous les points de réception.

Pour chercher une vitesse moyenne de référence, nous avons mis à part toutes celles qui correspondent à des trajets qui, indubitablement, ne traversent pas la cloche. Il nous est alors apparu que la vitesse en zone vierge n'est pas parfaitement

constante, mais qu'elle varie dans le même sens que l'angle α , que forme la ligne théorique du parcours avec la verticale.

En groupant les vitesses par valeurs voisines de α , on peut alors chercher une valeur moyenne de vitesse pour un angle α donné. On a alors une vitesse de référence qui n'est pas une constante mais une fonction de l'angle α .

En connaissant l'angle de tir α et la fonction précédente reliant cet angle de tir aux vitesses mesurées en terrain vierge, on peut en chaque point comparer la vitesse obtenue réellement et la vitesse théorique de référence.

Si la différence obtenue $V_r - V_t$ est significativement négative, nous pouvons en conclure que les terrains traversés sont perturbés.

Si cette même différence donne des chiffres voisins de zéro, nous pouvons en conclure que les terrains sont restés intacts. V_r = Vitesse obtenue expérimentalement.

V_t = Vitesse théorique de référence déduite des tirs effectués en terrain vierge, en tenant compte de l'angle de tir α .

Cette méthode peut donner des résultats significatifs lorsque les terrains dans lesquels se trouvent tous les capteurs sont à peu près les mêmes ou lorsque les variations d'épaisseur de terre végétale n'ont aucune importance sur les résultats, ce qui serait le cas si les tirs étaient effectués à grande distance, c'est-à-dire à grande profondeur.

Sinon, les perturbations apportées par ces terrains, aux vitesses correspondant à des angles α analogues, introduisent une dispersion trop grande pour que le calcul d'une vitesse moyenne soit tout à fait valable.

Nous avons alors pensé à comparer entre elles non plus les vitesses obtenues à partir d'un même point de tir, mais les vitesses correspondant à un même point de réception.

Il y avait alors beaucoup moins de dispersion, car le minerai qui entoure les points de tir est beaucoup plus homogène que le terrain qui entoure les différents points de réception.

Pratiquement, nous avons tracé autour de l'image de chaque point de réception, un « diagramme de vitesses », en opérant de la façon suivante (fig. 8) :

Sur chaque rayon, partant du point de réception vers un point de tir, nous avons porté un segment de longueur proportionnelle à la vitesse observée. Sur ces diagrammes, nous avons remarqué encore l'augmentation de la vitesse avec l'angle α . Nous avons vu aussi apparaître des vitesses nettement plus faibles qui étaient dues probablement à l'influence de la cloche.

Pour les reconnaître, nous avons tracé autour de chaque point un cercle ayant pour rayon la vitesse correspondant au trajet en vierge le plus vertical, au point de réception considéré.

Sur chaque diagramme, nous avons noté le premier rayon à vitesse nettement perturbée, et le premier rayon à vitesse nettement normale (fig. 9). En les prolongeant jusqu'au niveau du pied de la cloche, on arrive à tracer deux enveloppes que nous avons appelées cloche minima et cloche maxima.

La cloche maxima correspond à la ligne au-dessus de laquelle toutes les lignes de parcours ont des vitesses nettement normales, la cloche minima correspond à la ligne au-dessous de laquelle toutes les lignes de parcours ont des vitesses nettement perturbées.

Nous pensons que ces deux lignes encadrent le profil de la cloche réelle.

Remarque. — Nous avons mentionné plus haut que les ébranlements qui traversaient la zone d'éboulement subissaient un certain amortissement. A l'époque des mesures, nous avions espéré pouvoir en déduire très rapidement, par simple lecture, la forme de la cloche.

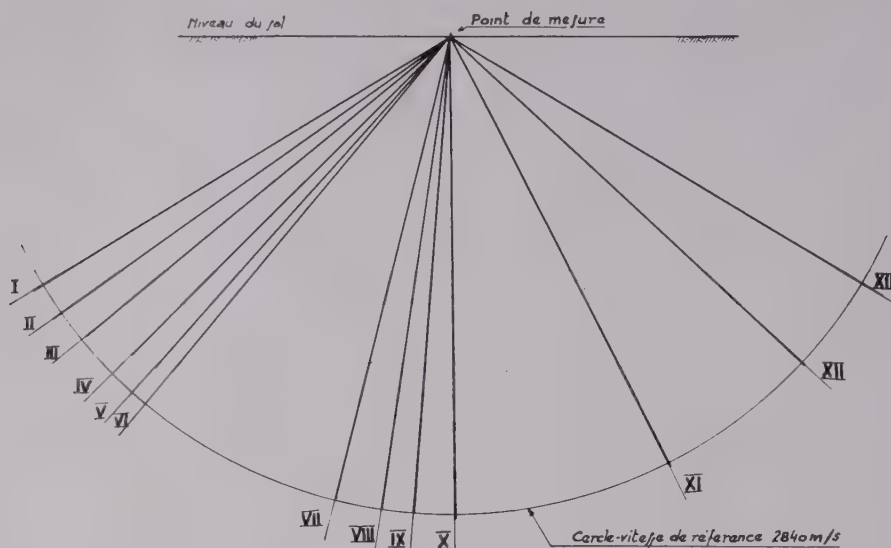


FIG. 8. — Diagramme des vitesses apparentes autour d'un point de mesure.

La direction des rayons est celle des droites qui relient le point de mesure à chaque point de tir. Échelle des vitesses : 0,5 cm par 100 m/s.

Les vitesses suivant III, IV, V, VI ont probablement été perturbées par la cloche.

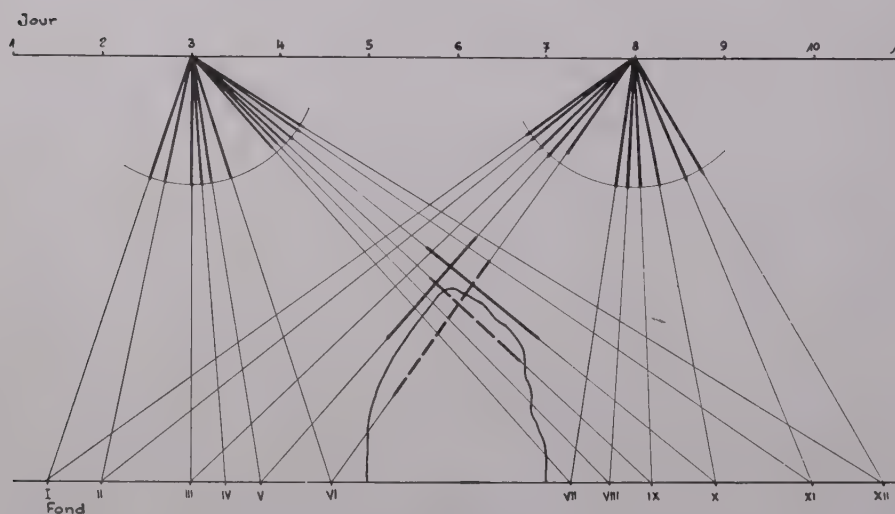


FIG. 9. Tracé des cloches minima et maxima à partir des diagrammes de vitesses.

Malheureusement, au moment des dépouillements, il est apparu que si cet amortissement est indiscutable, il est difficilement utilisable, car l'amplitude du signal reçu diminue déjà naturellement quand la distance augmente. Pour les trajets très obliques qui déterminent le sommet de la cloche, on ne peut donc plus affirmer qu'un amortissement observé est dû à la présence de la cloche.

En définitive, nous avons été obligé d'abandonner ce critère, sauf pour contrôler grossièrement les résultats donnés par les vitesses.

Résultats actuels et discussion

L'exploitation, suivant notre méthode, des résultats obtenus lors de la campagne de mesures des cités de La Mourière a fourni deux profils de la cloche.

Sur le profil normal à l'îlot défilé (fig. 10) la hauteur de la cloche minima trouvée est de 128 m, la hauteur de la cloche maxima est de 140 m. L'autre profil (suivant un angle de 30° donne les hauteurs respectives suivantes : minima 122 m — maxima 132 m.

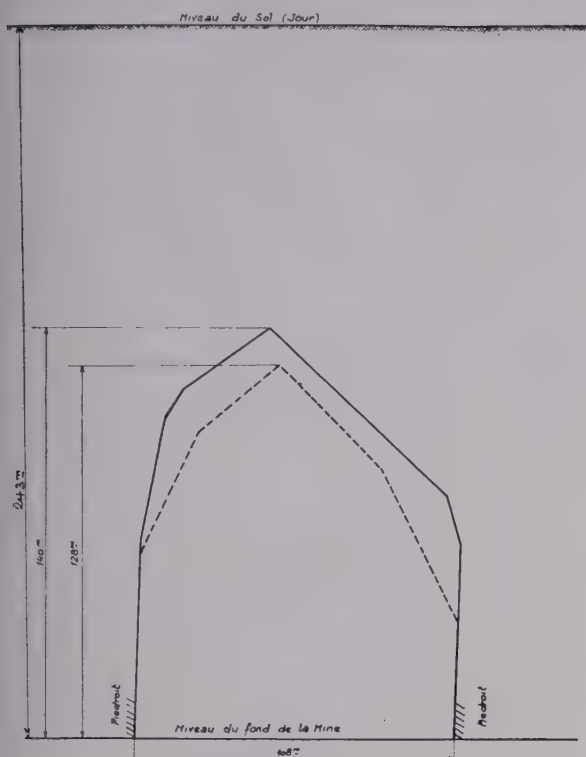


FIG. 10. — Cloches minima et maxima obtenues à partir de l'interprétation de la Chambre Syndicale des Mines de Fer (avec les diagrammes de vitesses).

La largeur de l'îlot défilé est de 100 m, la hauteur de recouvrement est de 241 m.

Avant d'utiliser les hauteurs ci-dessus pour un calcul de la charge sur les piliers, on doit se demander si elles ont des chances sérieuses de correspondre à la réalité.

Le tracé effectué repose sur l'hypothèse que le parcours des ondes sismiques est rectiligne. Ce serait vrai si les terrains traversés étaient parfaitement homogènes. En fait, ils sont constitués par des couches sensiblement horizontales et d'épaisseur variable de l'un à l'autre.

Le parcours ne peut donc pas être une ligne droite, mais une ligne brisée présentant un point anguleux à chaque changement de banc. Pour préciser le parcours de l'onde, il faudrait connaître pour chaque banc son épaisseur, et la vitesse de propagation du son dans la roche qui le constitue.

Les coupes géologiques fournies par les sondages les plus voisins, nous permettent de connaître avec précision l'altitude et l'épaisseur des différents bancs. D'après ce que nous connaissons de leur résistance mécanique, nous pouvons supposer jusqu'à plus ample informé, que le trajet des ondes sismiques s'écarterait peu de la ligne droite avec toutefois tendance à dévier légèrement vers le haut, au milieu de leurs parcours car les bancs reconnus les plus durs sont situés vers le milieu du recouvrement et non pas au voisinage de la surface ou au voisinage des couches.

Cette conclusion conduirait à prétendre que la cloche est légèrement supérieure aux chiffres donnés précédemment.

Pour lever complètement cette imprécision, nous comptons mesurer de façon systématique la vitesse de propagation du son dans chacun des bancs constituant le recouvrement.

Nous utiliserons la méthode classique du carottage sismique schématisé sur la figure 11. De nombreux puits de mine traversent le recouvrement et nous permettront d'effectuer ces mesures.

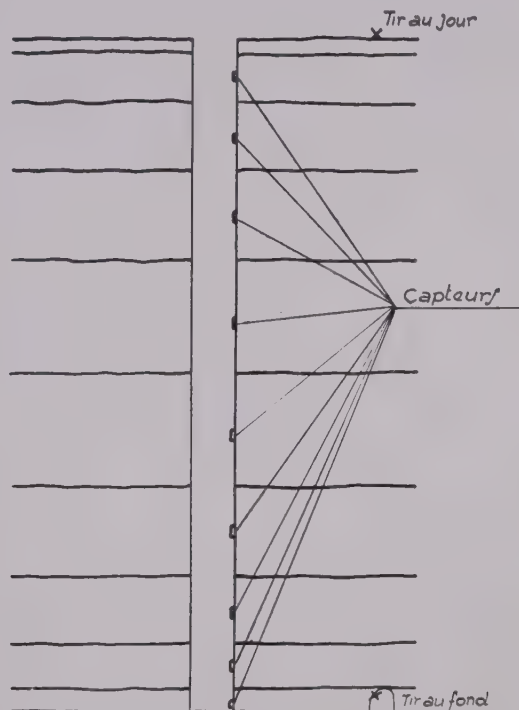


FIG. 11. — Carottage sismique dans un puits de mine.

Remarque 1. — Une erreur donnant une cloche trop basse ne pourra conduire qu'à des bandes fermes surabondantes. Cette erreur joue donc dans le sens du coefficient de sécurité.

Remarque 2. — Avec le temps, la hauteur de la cloche ne peut qu'augmenter conduisant progressivement à une décharge des bandes fermes. Là encore, l'influence du temps joue dans le sens du coefficient de sécurité.

Calcul de la charge sur les bandes fermes

Comme application pratique, nous calculerons la charge due aux terrains restés en place au-dessus de la cloche que nous avons mesurée. Les bandes fermes séparant les îlots entre eux ont 50 m d'épaisseur.

Recouvrement total.....	241 m
Hauteur de cloche minima.....	122 m
Hauteur des terrains en place.....	119 m
Largeur des terrains en place (largeur de l'îlot défilé + largeur des bandes fermes).....	150 m
Densité des terrains en place.....	2,5 t/m ³
Poids du recouvrement par m de longueur d'îlot défilé : $150 \times 119 \times 2,5$	44 625 t
Surface correspondante de la section des piliers.	50 m ²

Poids propres des piliers : $122 \times 50 \times 2,5 \dots \dots$	15 250 t
Poids total supporté par la section de base : $44\ 625 + 15\ 250 \dots \dots \dots$	59 875 t
Pression à la section de base des bandes fermes : $59\ 875 : 50 \dots \dots \dots$	1 197 t/m ²

Or, la résistance à la compression du minéral constituant la base de la bande ferme est environ 4 000 t/m², c'est-à-dire supérieure au chiffre trouvé.

IV. — ÉTUDE DE LA RÉPARTITION DES CONTRAINTES SUIVANT L'ÉPAISSEUR DES BANDES FERMES

Ce problème n'est pas encore entièrement résolu dans notre cas. Nous croyons cependant utile de faire part de nos recherches dans ce sens, ou plutôt de nos tâtonnements. Nous pensons que nous sommes sur la bonne voie et que d'ici quelque temps nous serons capables de mesurer la répartition des contraintes à l'intérieur du massif à l'aide des méthodes qui vont vous être décrites.

1) MESURE DES CONTRAINTES EN SURFACE C'EST-A-DIRE SUR LES PAREMENTS D'UNE GALERIE

Il s'agit d'une méthode de mesure mise au point conjointement par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics et par nous-mêmes. Elle permet de déterminer la valeur de la contrainte sur la surface visible de la roche et, à la rigueur, sur les premiers décimètres du massif.

Nous décrivons très rapidement cette méthode de mesure qui a déjà fait l'objet de plusieurs communications (voir *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* — Série Sols et Fondations : « Mesure des pressions de terrains », par MM. Habib, Marchand et Tincelin — octobre 1952).

On scelle sur le parement, purgé à refus, de la galerie deux plots A et B. On mesure à l'aide d'un dilatomètre à palpeur (précision ± 10 microns par mètre) la distance qui sépare A de B, soit L (fig. 12).

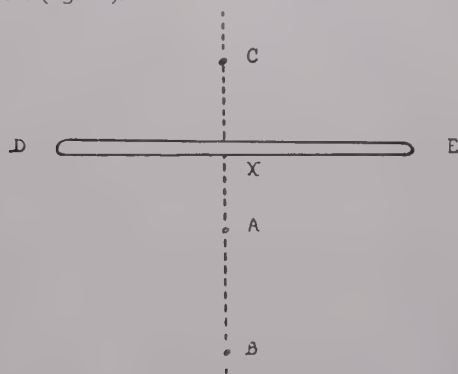


FIG. 12.

La distance AB est d'environ 30 cm.

On exécute ensuite une saignée DE à l'aplomb des deux plots sur 70 cm de largeur et sur 70 cm de profondeur.

Cette saignée décharge la roche sous-jacente où sont scellés les deux plots A et B. Il s'en suit que la distance AB augmente d'une quantité ΔL .

On installe dans la saignée un vérin plat de 70×70 cm que l'on scelle au ciment. En augmentant la pression P dans le vérin, on constate que la distance AB diminue. Pour une cer-

taine valeur de P, soit P_1 , on obtient l'annulation de ΔL . On démontre en élasticité et on vérifie dans la pratique que la pression P_1 était celle qui agissait dans le parement avant le creusement de la saignée.

C'est pourquoi, nos recherches portent sur l'étude des lois réelles de répartition des pressions. Nous en parlons au chapitre suivant.

Cet essai est valable dans la plupart de nos roches. Il faut cependant que le point B soit suffisamment rapproché de DE. XB doit être inférieur ou au plus égal à $2/3$ DE.

Cette méthode convient particulièrement bien à nos terrains, pour la mesure des contraintes en surface. Or, ce qui nous intéresse, ce sont non seulement les contraintes en surface, mais aussi et surtout les contraintes en profondeur.

II). — MESURE DES CONTRAINTES EN PROFONDEUR C'EST-A-DIRE A L'INTÉRIEUR DU MASSIF

1° Mesure des contraintes à l'aide de la vitesse de propagation du son

De nombreux essais ont montré que pour certaines roches la vitesse de propagation du son augmente en même temps que la pression.

Nous avons utilisé cette propriété en mesurant la vitesse de propagation du son entre deux trous de mine forés de plus en plus profondément dans le massif (fig. 13). Les figures 14 et 15 donnent des exemples de résultats de mesure obtenus le long de sections droites de piliers carrés (12 m de côté).

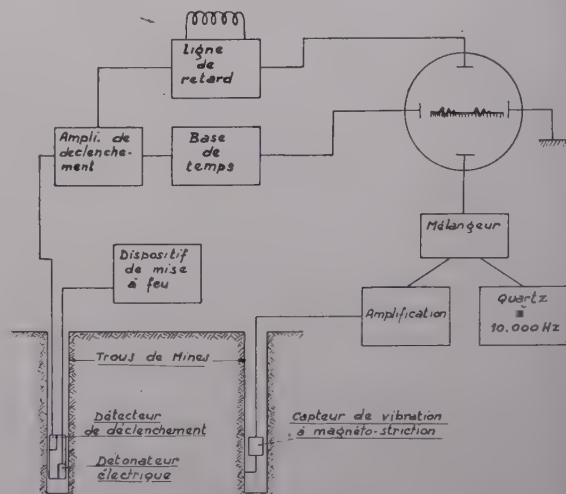


FIG. 13. — Schéma de la mesure de la vitesse du son entre deux trous de mine.

Nous n'avons pas abandonné ce procédé de mesure. En particulier nous déterminons à l'heure actuelle les relations qui lient entre elles vitesse de propagation du son et pression s'exerçant sur le massif, dans les différentes roches rencontrées dans le bassin.

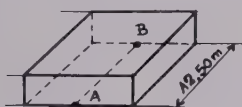
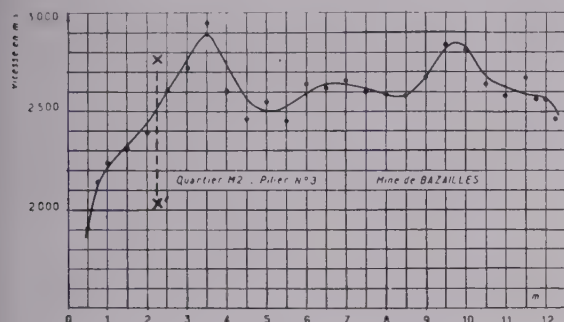


FIG. 14. — Exemple de répartition de la vitesse du son dans les piliers de la mine de Bazailles.

Les abscisses représentent les différents points où les mesures ont été effectuées à l'intérieur d'un pilier carré. Le point d'abscisse zéro correspond au point A sur la vue en perspective et le point d'abscisse 12,50 m correspond au point B.

Les ordonnées donnent la valeur de la vitesse du son pour chacun des points considérés.

On voit apparaître deux maxima qui correspondent aux maxima de pression.

La partie de la courbe à gauche de XX' où la vitesse du son est particulièrement basse correspond à la zone broyée et fissurée. Cette zone broyée ne se retrouve pas sur le parement opposé.

Les mesures de vitesse du son ont été effectuées entre deux trous de mine parallèles à AB et traversant de part en part le pilier carré.

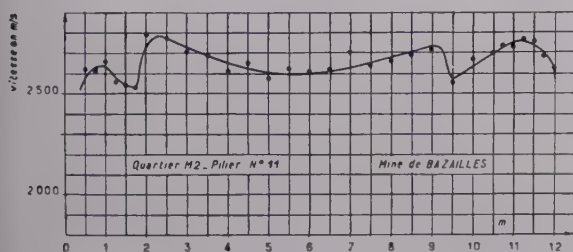


FIG. 15. — Exemple de répartition de la vitesse du son dans les piliers de la mine de Bazailles.

Les mesures ont été effectuées comme indiqué sur la figure 14 entre deux trous de mine, perçant de part en part un pilier carré de 12,50 m de côté.

La loi de répartition des vitesses du son est différente de celle trouvée sur la figure 14. Elle montre cependant une répartition symétrique très frappante, mais inexplicable à l'heure actuelle.

Les conclusions actuelles de nos recherches dans ce sens sont les suivantes :

— la mesure de la pression à l'aide de la vitesse du son peut être envisagée dans nos roches tendres (c'est-à-dire les roches dont la vitesse du son oscille autour de 2 500 m par seconde ou en-dessous). Dans ce cas, la vitesse du son varie de 10 à 15 % lorsque la pression varie de 10 kg/cm² à la limite de rupture, c'est-à-dire environ 150 kg/cm²;

— dans nos roches dures (celles dont la vitesse du son est supérieure à 2 500 m par seconde), la variation de vitesse du son en fonction de la pression existe, mais est trop faible pour pouvoir être utilisée avec précision;

— de toute façon, il faut que la roche soit soumise à des pressions élevées pour permettre des mesures correctes. Autrement dit, il faut procéder à ces mesures uniquement au voisinage des fronts de défilage ou au voisinage des cloches.

La vitesse de propagation du son peut également être utilisée pour mesurer l'épaisseur des terrains disloqués entourant les parements d'une galerie.

Pour plus de détails, nous prions le lecteur de se reporter à l'article paru dans les *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* — Série Sols et Fondations — mars-avril 1955 : « Application de l'auscultation dynamique à l'étude du développement et de la répartition des contraintes autour des galeries », par MM. G. Dawance et E. Tincelin.

En conclusion : la mesure de la pression à l'aide de la vitesse de propagation est possible dans les terrains tendres et la précision ne saurait être supérieure à $\pm 15 \%$.

2^o Mesure de la contrainte à l'aide de vérins plats hydrauliques scellés dans la roche

Nous décrivons, pour mémoire, cette méthode de mesure qui semble s'être soldée par un échec dans nos roches :

Un vérin plat de section réduite (vérin plat de 50 cm de longueur et 5 cm de largeur) est scellé au ciment dur dans un trou de mine de 6 cm de diamètre. Une conduite relie ce vérin à un manomètre et à une pompe hydraulique extérieurs au trou de mine.

Une pression initiale de 20 ou 30 kg/cm² est établie dans le vérin plat scellé dans le trou de mine. Lorsque la pression s'exerce dans le massif varie, la pression dans le vérin plat, scellé dans le trou de mine, varie également.

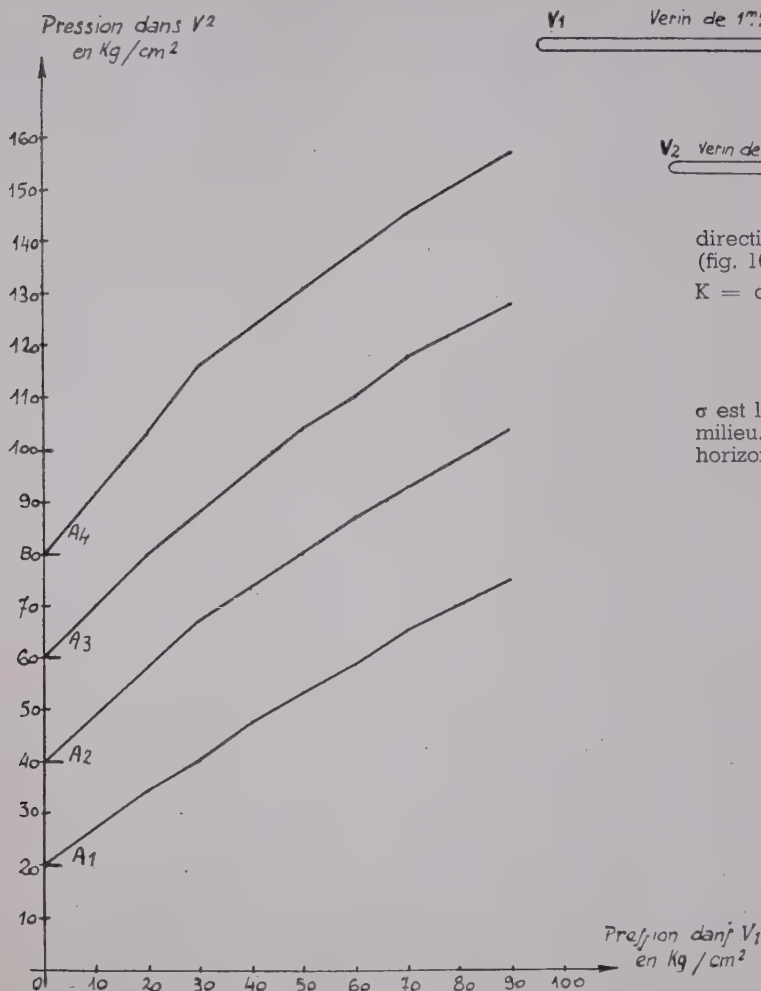
Nous avons essayé d'établir les relations qui lient ces deux pressions.

Quand la surface du vérin plat est grande, la sensibilité de la mesure est suffisante (voir fig. 16). Mais il est difficile d'avoir une grande surface dans des trous de mine. Quand la surface du vérin plat est petite, la sensibilité diminue et lorsque la conduite qui relie ce vérin au manomètre est longue, la sensibilité est nettement insuffisante pour permettre des mesures correctes.

La figure 16 donne les résultats obtenus avec un vérin plat de 50 cm × 30 cm, scellé dans une roche mise en compression à une valeur connue à l'aide d'un autre vérin plat de très grande dimension.

Enfin, il est très difficile d'assurer une étanchéité parfaite du système vérin plat — tuyauterie — manomètre — pendant une longue période.

Devant le manque de précision de cette méthode de mesure et devant les difficultés que nous avons rencontrées pour assurer une étanchéité parfaite sur une longue période, nous avons cru bon de l'abandonner.


 FIG. 16. — Variations de la pression dans V_2 en fonction de la pression existant dans V_1

Les pressions correspondant aux points A_1 , A_2 , A_3 et A_4 sont les pressions initiales du vérin V_2 .

La pression initiale dans V_2 étant de 20 kg/cm^2 , la variation de pression dans V_2 est de 55 kg/cm^2 quand la pression dans V_1 passe de 0 à 90 kg/cm^2 , soit une variation de $61,1 \%$.

Quand la pression initiale est de 40 kg/cm^2 , cette variation est de $71,1 \%$.

Pour 60 kg/cm^2 de pression initiale, on a $75,5 \%$ et pour 80 kg/cm^2 : $85,5 \%$.

3° Mesure des contraintes à l'aide de la mesure du diamètre d'un trou de mine soumis à une pression interne connue

Supposons un trou de mine de 40 mm de diamètre, foré horizontalement dans un massif soumis à une contrainte verticale due au poids du recouvrement et égale à P (par exemple $P = 50 \text{ kg/cm}^2$). Du fait de l'existence du coefficient de Poisson, cette contrainte verticale engendre dans toutes les

V_1 Verin de $1,750 \times 0,70$

V_2 Verin de $0,50 \times 0,30$ (scellée à 20 cm à l'intérieur du massif)

directions horizontales du massif une contrainte égale à KP (fig. 16).

K = coefficient de transmission des efforts qui vaut dans un milieu élastique et homogène

$$K = \frac{\sigma}{1 - \sigma}$$

σ est le coefficient de Poisson qui varie de $0,5$ à 0 suivant le milieu. Quand $\sigma = 0,5$ (par exemple pour l'eau) les contraintes horizontales sont égales aux contraintes verticales.

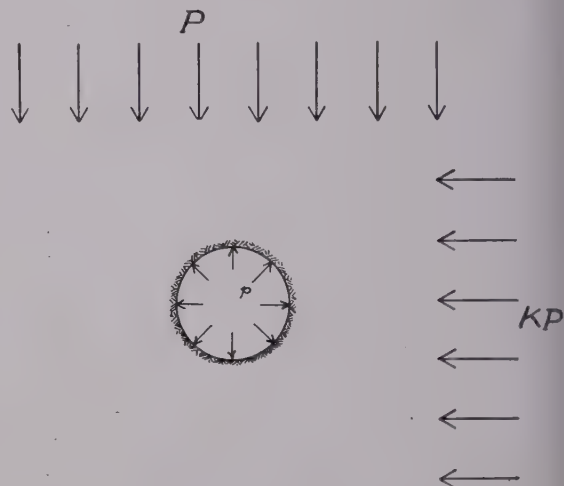


FIG. 17.

A. — Principe de la mesure en milieu élastique

Lorsque la contrainte verticale P varie, elle engendre dans le trou de mine des déformations qui entraînent une variation du diamètre vertical du trou de mine.

Si nous appelons :

P_1 la pression verticale à l'instant t_1 ,

P_2 la pression verticale à l'instant t_2 avec $P_2 > P_1$,

D_1 le diamètre du trou de mine lorsque la pression est P_1 ,

D_2 le diamètre du trou de mine lorsque la pression est P_2 ,

nous aurons, au moment où la pression passe de P_1 à P_2 , une variation du diamètre égale à

$$D_2 - D_1 = \Delta D$$

ΔD étant d'ailleurs négatif puisque le diamètre a diminué.

Si nous injectons à l'intérieur du trou de mine de l'huile sous pression, p , nous allons cette fois augmenter le diamètre D du trou de mine.

En augmentant progressivement p , on arrive à une pression interne p_i capable d'annuler ΔD .

On montre en élasticité que la relation qui lie p_i et ΔP est de la forme

$$p_i = A \Delta P$$

A est un terme indépendant du module d'élasticité et fonction du coefficient de Poisson.

$$\Delta P = P_2 - P_1.$$

Nous pouvons donc, grâce à cette méthode, mesurer les ΔP engendrées en chaque point de la bande ferme par la constitution d'une cloche dans le voisinage par exemple.

B. — Discussion de la méthode de mesure

a) Cas où la résultante du champ de force agissant sur la bande ferme n'a pas changé de point d'application au cours de la variation des charges :

Dans ce cas, les ΔP sont en chaque point de la bande proportionnelles aux contraintes préexistantes P_1 dont nous ignorons le montant.

Si par exemple les contraintes préexistantes P_1 sont 2,5 fois plus importantes sur le bord de la bande ferme qu'en son centre, les ΔP seront eux aussi 2,5 fois plus importants sur le bord de la bande qu'en son centre.

Puisque nous connaissons la charge totale qui s'exerce sur la bande ferme par la mesure de la hauteur de la cloche, il suffira alors de répartir cette charge totale connue de façon proportionnelle à la répartition des ΔP mesurés, c'est-à-dire en fin de compte proportionnellement aux p_i mesurés.

Le coefficient A est comme nous le verrons plus loin indépendant du module d'élasticité. Par contre, il est fonction du coefficient de Poisson.

Nous reprendrons cette discussion à la fin du paragraphe b suivant.

b) Cas où la résultante du champ de force agissant sur la bande ferme a changé de point d'application au cours de la variation des charges :

Ce cas est sans doute le cas général. En effet, le passage d'un front de défilage, ou la constitution d'une cloche, entraîne une variation du gradient du champ de force, donc du point d'application de la résultante dans la section de base.

On ne peut plus admettre la proportionnalité des variations de pression aux pressions initiales.

Donc, on ne peut plus répartir la charge totale proportionnellement aux variations de pression mesurées dans le massif suivant la méthode précédente.

Il faut, soit connaître la valeur absolue des pressions en chaque point, soit à la rigueur, la loi de répartition de ces pressions.

Nous nous proposons d'utiliser la méthode suivante qui, d'ailleurs, nous a été en grande partie suggérée par notre adjoint technique, M. Prioux (fig. 18).

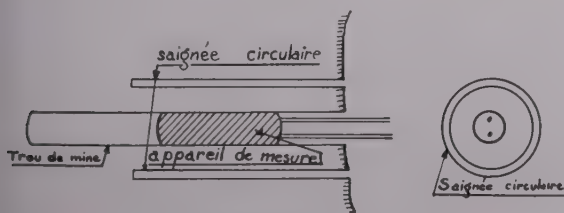


FIG. 18.

1° On crée à l'intérieur du trou, et en chacun des points de mesure le long de ce trou, une pression interne p que l'on fait varier en notant pour chaque valeur de p le diamètre correspondant du trou de mine. On possède ainsi une courbe donnant la variation du diamètre en fonction de la pression intérieure. En milieu élastique, cette courbe est une droite.

2° Cette pression p étant annulée, on décomprime la roche entourant le trou de mine en pratiquant une saignée circulaire à l'aide d'une couronne. On note la variation du diamètre du trou de mine résultant de cette décompression.

On démontre par le calcul (voir plus loin) que cette variation de diamètre ΔD est proportionnelle à la pression P agissant sur le massif.

$$\Delta D = QP$$

P est la pression verticale qui agissait au point de mesure avant décompression.

Q est un terme fonction du module d'élasticité et du coefficient de Poisson. Il est de la forme

$$Q = \frac{f_1(\sigma)}{E}$$

3° On relève sur la courbe établie au paragraphe 1° ci-dessus pour le même point de mesure la variation de pression interne Δp qui donnait la même variation de diamètre ΔD .

On dispose alors d'une autre équation

$$\Delta D = N \Delta p$$

Nous connaissons Δp et N .

On démontre que N est également un terme fonction du module d'élasticité et du coefficient de Poisson. Il est de la forme

$$N = \frac{f_2(\sigma)}{E}$$

4° On peut dès lors écrire que

$$N \Delta p = QP$$

$$\Delta p = \frac{Q}{N} P = A P.$$

A est uniquement fonction de σ .

Connaissant les charges agissant sur la bande ferme, on peut donc répartir ces charges proportionnellement à la répartition des Δp .

On voit donc que dans les deux cas étudiés au paragraphe a d'une part, et au paragraphe b d'autre part, on obtient des relations mettant en jeu un coefficient A indépendant du point de vue mathématique du module d'élasticité et fonction du coefficient de Poisson.

Si le minerai est homogène et élastique, A est une constante pour toutes les mesures effectuées le long de ce trou. Dans ce cas, on n'a d'ailleurs plus besoin d'effectuer l'essai de mise en pression intérieure du trou de mine, il suffit, dans un milieu élastique et homogène, de mesurer les variations du diamètre D et de comparer entre elles ces variations. On mesure $\Delta D = QP$. Si A est constant Q l'est aussi.

Mais nous savons, par expérience, que notre minerai n'a pas un comportement rigoureusement élastique, ni un comportement rigoureusement plastique. De plus, notre roche n'est pas homogène sur quelques centimètres de distance, nous passons dans un même banc d'une région minéralisée où le module d'élasticité E mesuré peut valoir 100 000 kg/cm² à un nodule de calcaire où E peut atteindre 600 000 kg/cm².

D'après ces mêmes mesures, nous avons remarqué que les variations relatives du coefficient de Poisson étaient bien infé-

rieures à celles du module d'élasticité. Quand E varie de 1 à 6, le coefficient de Poisson semble ne varier que de 1 à 2.

Q n'est pas indépendant des caractéristiques mécaniques de la roche. Si celles-ci varient, en particulier E le module d'élasticité, Q variera également et les variations correspondantes seront importantes. Par contre, le coefficient A , qui n'est pas toutefois complètement indépendant de ces caractéristiques mécaniques, variera beaucoup moins puisqu'il est uniquement fonction du coefficient de Poisson.

Les essais en cours actuellement nous montreront dans quelle mesure A est indépendant des caractéristiques mécaniques de la roche et quelle sera l'erreur commise en prenant A indépendant de ces caractéristiques.

..

D'après les quelques mesures effectuées, il semblerait que A soit en effet peu sensible à l'hétérogénéité de nos roches mais par contre que A varierait avec l'intensité des contraintes.

Ceci revient à dire que les relations

$$\Delta D = N \Delta p$$

et

$$\Delta D = Q \Delta p$$

ne peuvent pas être représentées par des droites.

En d'autres termes, il faut étudier dans nos roches en place la loi de variation de $A = \frac{Q}{N}$ en fonction de N

ou la loi de variation de Q en fonction de N , ceci dans le cas précis où les déformations diamétrales du trou de mine résultant des variations de pression extérieure sont annulées par les déformations diamétrales résultant de la pression intérieure.

— Or, il nous est facile de relever la courbe $\Delta D = N \Delta p$, ceci pour chaque point de mesure. Nous connaissons donc la valeur de N pour chaque valeur de la contrainte p .

— Par contre, il est impossible de mesurer Q au cours des mesures telles qu'elles ont été décrites précédemment.

Nous comptons tourner cette difficulté en effectuant de nombreuses mesures d'étalonnage sous une charge connue, par exemple en procédant aux essais sous un grand vérin plat qui induit dans la roche sous-jacente une contrainte unitaire P connue.

Nous obtiendrons ainsi la loi de variation A en fonction de N .

— Si l'hypothèse énoncée plus haut concernant la quasi-indépendance de A vis-à-vis de l'hétérogénéité de la roche d'un point à un autre se vérifie et si la loi de variation de A en fonction de N est constante de l'une à l'autre de nos roches, la méthode qui vient d'être décrite permettra de mesurer non plus seulement la loi de répartition des pressions, mais également les pressions elles-mêmes en valeur absolue, en chaque point de la bande ferme.

— Si les hypothèses précédentes ne sont pas vérifiées, il faudra procéder à un étalonnage sous vérin plat dans chaque pilier où les mesures seront entreprises.

..

Intuitivement, on se rend compte que l'essai de mise en charge du trou de mine à l'aide d'une pression interne p avec mesure des variations de diamètre correspondantes, équivaut, toute proportion gardée, à tester les qualités mécaniques de la roche à l'endroit de la mesure comme un essai à la bille Brinel pour l'acier.

Connaissant les qualités mécaniques de la roche à l'endroit de la mesure ou plutôt connaissant la manière de réagir d'un trou de mine creusé dans cette roche et soumis à une pression interne p , nous voulons pouvoir interpréter valablement la manière de réagir de ce même trou de mine soumis à une pression externe P .

Remarque. — Nous avons appris au début de ce mois que, en Suède, le professeur Haas avait définitivement mis au point une méthode de mesure des valeurs absolues de la pression en chaque point à l'intérieur du massif.

Nous n'avons que fort peu de détails sur cette méthode. Nous croyons savoir que le professeur Haas utilise depuis plusieurs années des saignées circulaires découpant un cylindre de roche dans l'axe duquel un trou de mine est foré. Dans ce trou de mine, avant découpage, est installé un corps dur comprimé (sous une charge connue et élevée) entre les parois du trou de mine.

La décompression de la roche entraîne une décompression du corps dur comprimé de laquelle on tire la valeur absolue de la pression.

On voit donc que le professeur Haas utilise une méthode légèrement différente de la nôtre, mais les principes sont semble-t-il, à peu près les mêmes. Nous tenions à signaler ce point car, somme toute, nous n'avons fait que réinventer, sans le savoir, une méthode de mesure déjà utilisée. Ceci montre, s'il en était besoin, la nécessité des congrès tels que celui qui nous réunit aujourd'hui.

C. — Démonstration de la méthode de mesure en milieu élastique

Nous savons que nos roches ne constituent pas un milieu parfaitement élastique. Mais les calculs faits à l'aide des hypothèses de l'élasticité donnent une image du déroulement de phénomènes que l'on veut mesurer.

a) Soit un trou de mine soumis à un champ de force extérieure défini comme suit (fig. 17) :

1° *force extérieure* : la contrainte verticale P engendrée par le poids de recouvrement,

2° *force extérieure* : la contrainte horizontale KP avec

$$K = \frac{\sigma}{1 - \sigma}$$

Les contraintes agissant perpendiculairement soit à la paroi du trou de mine, soit à des surfaces cylindriques concentriques à celle de la paroi, sont appelées N_r . Les contraintes agissant tangentiellement à ces mêmes surfaces (dans une section droite) sont appelées N_t .

Posons $OM = r$ et appelons le rayon du trou de mine = (fig. 19). Les contraintes au point M sont :

$$N_r = \frac{P}{2} (1 + K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{P}{2} (1 - K) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right)$$

$$N_t = \frac{P}{2} (1 + K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{2}{P} (1 - K) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2t$$

$$N_z = KP - 2\sigma P (1 - K) \frac{a^2}{r^2}$$

Nous pouvons calculer les déformations diamétrales de ce trou de mine en utilisant les équations suivantes :

$$\epsilon_r = \frac{N_r}{E} - \frac{\sigma}{E} (N_t + N_z)$$

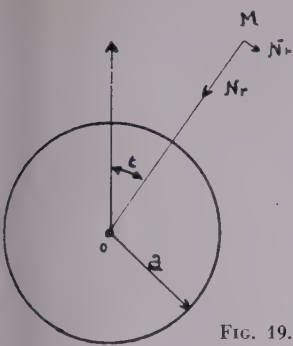


FIG. 19.

ε_r = déformation radiale, E = module d'élasticité.

Lorsque la pression passe de P_1 à P_2 nous pouvons calculer la variation correspondante du diamètre vertical. On trouve en posant :

$$P_2 - P_1 = \Delta P$$

$$\Delta D = \int_{r=a}^{r=\infty} 2\varepsilon_r dr = \frac{\Delta P}{E} a (1 - K) (1 + \sigma) - \frac{\Delta P}{E} a \left[(1 + K) (1 + \sigma) + 4 (1 - K) (1 - \sigma^2) \right]$$

$$\Delta D = \frac{\Delta P}{E} a \left[(1 - K) (1 + \sigma) - (1 + K) (1 + \sigma) - 4 (1 - K) (1 - \sigma^2) \right]$$

$$\Delta D = \Delta P Q$$

en posant :

$$Q = \frac{a}{E} \left[(1 - K) (1 + \sigma) - (1 + K) (1 + \sigma) - 4 (1 - K) (1 - \sigma^2) \right]$$

b) Soit un trou de mine soumis à une pression interne p , les contraintes subies par le point M sont données par les équations

$$N_r = \frac{a^2}{r^2} p$$

$$N_t = -\frac{a^2}{r^2} p$$

$$N_z = 0.$$

On a de même :

$$\varepsilon_r = \frac{N_r}{E} - \frac{\sigma}{E} (N_t + N_z)$$

$$\varepsilon_r = \frac{pa^2}{Er^2} (1 + \sigma)$$

Si la pression interne passe d'une valeur p_1 à p_2 , nous aurons une variation de diamètre du trou de mine égale à

$$\Delta D = 2 \int_{r=a}^{r=\infty} \varepsilon_r dr = \frac{2a}{E} (1 + \sigma) \Delta p$$

avec

$$\Delta p = P_2 - P_1$$

$$\Delta D = \Delta p N$$

en posant

$$N = 2 (1 + \sigma) \frac{a}{E}$$

En élasticité, on démontre que l'on peut ajouter dans une même section droite les contraintes et les déformations engendrées par deux systèmes de forces différentes et agissant simultanément sur la section. Ici, les deux systèmes de forces sont les pressions extérieures P et KP d'une part, puis les forces intérieures p d'autre part. Autrement dit, lorsque la pression interne a annulé la variation de diamètre consécutive aux ΔP , nous pouvons écrire :

$$\Delta p N = \Delta P Q$$

d'où :

$$\Delta p = \frac{Q}{N} \Delta P = A \Delta P$$

en posant :

$$A = \frac{Q}{N} = 4\sigma - K - 2.$$

On voit que A n'est fonction que du coefficient de Poisson σ .

Nous rappelons que $K = \frac{\sigma}{1 - \sigma}$.

Ordre de grandeur des phénomènes à mesurer

a) Cas où la résultante du champ de force agissant sur la bande ferme n'a pas changé de point d'application au cours de la variation des charges :

Prenons $\sigma = 0,2$

$$E = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

puis

$$a = 2 \text{ cm.}$$

D'où

$$K = 0,25$$

$$\Delta p = 1,45 P$$

Ceci veut dire que si la pression extérieure augmente de 50 kg/cm^2 , pour annuler la variation de diamètre à l'aide de la pression intérieure, il faudra amener cette pression intérieure à la valeur $1,45 \cdot 50 = 72,5 \text{ kg/cm}^2$.

Le calcul montre également que l'appareil destiné à la mesure du diamètre doit être sensible.

Pour une variation de 10 kg/cm^2 de la pression extérieure P le diamètre varie de :

$$\Delta D = -34,8 \frac{a}{E} = -34,8 \cdot 10^{-5} \text{ cm}$$

$$\Delta D = 3,48 \text{ microns.}$$

Or, dans nos mines, la pression P varie au maximum de 50 à 250 kg/cm^2 , soit une variation en diamètre de :

$$20 \times 3,48 = 79,6 \text{ microns.}$$

b) Cas où la résultante du champ de force agissant sur la bande ferme a changé de point d'application au cours de la variation des charges :

Nous admettons les mêmes valeurs pour σ , E et a que dans le cas précédent.

$$\text{On a toujours : } \Delta p = 1,45 \Delta P.$$

Si la pression initiale P_1 était de 150 kg/cm^2 avant décompression, nous avons après décompression :

$$\Delta p = 150 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui conduit à un ΔP_1 de 217 kg/cm^2 .

D. — Principe de la mesure en milieu plastique

Dans une roche très tendre ou dans un milieu plus ou moins pulvérulent, la méthode de mesure que nous avons décrite précédemment convient également.

Il s'agit de la méthode consistant à forer un trou de mine et à soumettre ce trou de mine à une pression intérieure p connue. On mesure en même temps le diamètre du trou de mine.

On constate que si la pression p à l'intérieur du trou de mine varie, le diamètre D de ce même trou présente une variation irrégulière. Les courbes de variation se présentent sous la forme représentée figure 20.

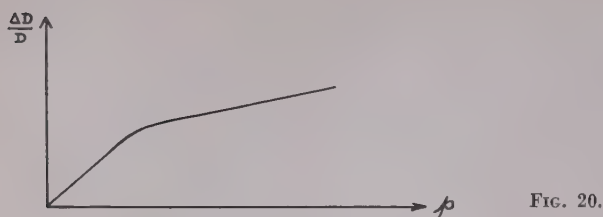


FIG. 20.

Nous avons pensé devant cette constatation utiliser cette propriété pour mesurer dans les roches tendres la pression P inconnue à l'aide de la pression p connue. En effet, nous pensions que le coude de la courbe était en liaison directe avec P .

M. Soulé, Ingénieur au Laboratoire du Centre d'Études et de Recherches des Charbonnages de France, a rédigé une remarquable étude théorique en février 1957, intitulée : *Sur la possibilité de déterminer les contraintes régnant à l'intérieur du massif*.

M. Soulé discute en particulier de cette dernière méthode de mesure et démontre qu'en poursuivant la courbe précédente plus loin, on doit obtenir une courbe de la forme indiquée figure 21.

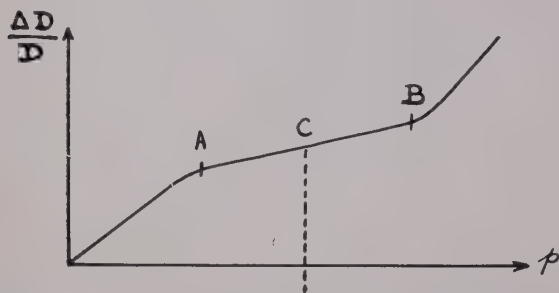


FIG. 21.

D'après ce calcul, la valeur de P cherchée serait assez voisine de l'abscisse correspondant au point milieu C de la partie rectiligne AB de la courbe.

En pratique, la plupart de nos roches sont malheureusement des roches assez dures pour donner un milieu beaucoup plus voisin du régime élastique que du régime plastique. C'est

pourquoi nous orientons nos efforts surtout sur les méthodes prévues pour le milieu élastique.

Remarque. — M. Soulé a établi les équations théoriques aussi bien en milieu plastique qu'en milieu élastique.

En ce qui concerne le milieu élastique, M. Soulé est parti d'hypothèses différentes des nôtres sur le régime des contraintes. Ses conclusions finales sont les mêmes que les nôtres.

E. — Réalisation pratique des mesures

Nous avons étudié l'appareil destiné à la mesure des variations des diamètres ainsi que le mode de mise en pression intérieure du trou de mine. Sa mise au point n'est pas totalement terminée.

La figure 22 et la photographie ci-dessous montrent le schéma de principe de l'appareil, ainsi qu'un des appareils réalisés.

Deux lames flexibles sont munies sur chacune de leur face d'une jauge à fils résistant. Ces deux lames sont montées chacune sur une pièce métallique plaquée par des ressorts contre la paroi du trou de mine.

Lorsque le diamètre du trou de mine varie, la flexion des lames change entraînant des variations dans la résistance du pont constitué par les quatre jauges collées sur les lames.

La précision actuelle de nos appareils est meilleure que ± 5 microns. Il faut d'ailleurs que nous améliorions cette précision.

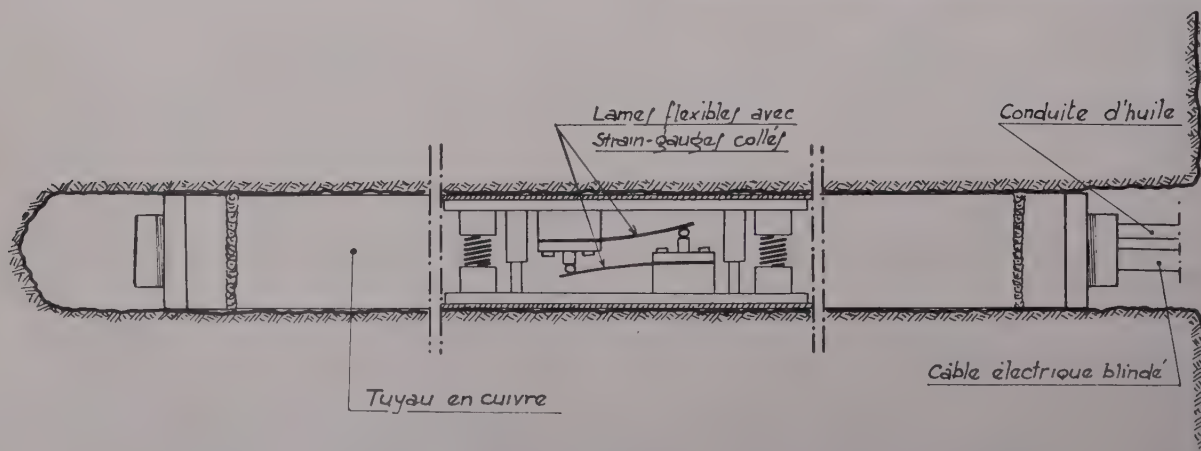
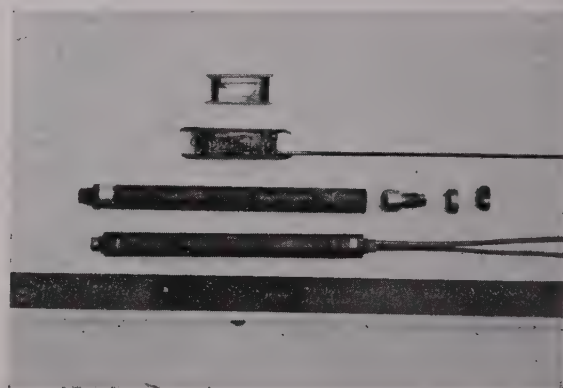


FIG. 22. — Appareil pour mesure des diamètres des trous de mine (strain-gauges).

L'appareil de mesure n'est pas en contact direct avec le trou de mine. Il est logé à l'intérieur d'un tube en cuivre rouge écui. Le tube est fermé à chacune de ses extrémités par deux bouchons démontables en acier.

Un de ces bouchons est percé de deux trous au travers desquels passe la conduite d'amenée d'huile sous pression et un câble électrique à gaine extérieure en cuivre (câble type Pyrox). Ce câble électrique contient les quatre fils partant des jauges électriques collées sur les lames flexibles de l'appareil de mesure.

Le tube est mis en contact contre la paroi du trou de mine par la pression interne qui se transmet intégralement au rocher, l'épaisseur du tuyau de cuivre étant faible (0,5 mm).

Nous avons eu à vaincre de nombreuses difficultés concernant les articulations et l'épaisseur des lames flexibles. Nous cherchons à augmenter la sensibilité en diminuant malheureusement la course.

CONCLUSIONS

Nous avons donc fait le tour du problème de l'étude d'un stot de protection exploité par la méthode des filots.

En résumé, une telle étude nécessite pour être complète :

- le tracé de l'implantation du stot, soit en définitive, le calcul de l'angle d'influence maximum qui risque d'être atteint par les futurs défilages au voisinage du stot ;

- la connaissance des caractéristiques mécaniques des roches qui constitueront les bandes fermes qui soutiendront le stot ;

- l'estimation de la hauteur qu'atteindra, dans les premiers

Tous nos essais actuels nous montrent que nous sommes sur la bonne voie. D'ailleurs, à notre avis, il ne s'agit que de mettre au point définitivement les appareils de mesure. Le principe de la mesure a été maintes fois vérifié par nous sur les parements, car, en fin de compte, la méthode de mesure des contraintes en surface à l'aide des vérins plats est identique, au point de vue principe, à celle qui vient de vous être décrite dans un trou de mine.

Dans un cas, nous cherchons à annuler les dilatations qui se sont produites suivant AB (fig. 12) du fait du creusement de la saignée en augmentant la pression dans le vérin plat.

Dans l'autre cas, nous annulons une variation du diamètre d'un trou de mine consécutive à un changement de charges en augmentant la pression dans le trou de mine.

Il n'y a vraiment pas de raison qu'une méthode donnant des résultats valables sur les parements ne soit pas transposable valablement à l'intérieur du massif.

temps, après l'exploitation des filots, la cloche d'éboulement au-dessus de ceux-ci ;

- la forme probable de la répartition des contraintes dans les sections de base des bandes fermes.

Nous croyons posséder des méthodes pour évaluer chacun des paramètres ci-dessus.

Cet exemple d'étude des pressions de terrains appliqué à un cas concret montre que dans un proche avenir on sera en mesure d'établir un projet d'exploitation à partir de données rigoureuses.

Dans le cas précis étudié, ce problème est presque entièrement résolu.

M. le Président. — Je remercie M. Tincelin de son intéressante conférence. M. Tincelin a tenu à vous donner la primeur de recherches qui, il vient de vous le dire lui-même, ne sont pas encore arrivées à leur aboutissement normal : la connaissance de la variation des pressions mesurées d'une façon précise ; mais ce congrès ayant lieu alors qu'il est sur le point d'arriver au but, M. Tincelin n'a pas voulu manquer cette occasion de vous faire connaître les derniers résultats obtenus.

Je voudrais donner la parole à ceux d'entre vous qui désireraient lui demander des précisions ou lui poser des questions.

DISCUSSION

M. BERTHIER. — Vous avez indiqué sur le schéma que vous avez projeté que vous aviez toujours une pression verticale et une pression transversale, une composante horizontale plutôt, qui était due au jeu du coefficient de Poisson. Or, j'ai fait pas mal de mesures de contraintes dans les roches, avec un appareil opérant dans un trou de sonde, qui d'ailleurs est décrit dans le livre de M. TALOBRE. Les mesures ont été faites en collaboration avec les services de M. Talobre et nous avons obtenu des courbes de répartition de contraintes en pleine roche. Ces courbes sont vaguement elliptiques, très vaguement, mais ce qu'il y a de certain, c'est que jamais on n'obtient de répartitions de contraintes qui correspondent à un schéma aussi simple que le vôtre. On obtient des axes de contraintes principales qui sont toujours inclinés et les rapports entre les tensions principales ne sont pas du tout dans le rapport de l'unité au coefficient de Poisson. Cela varie beaucoup d'ailleurs ; quelquefois l'ellipse est un cercle, quelquefois c'est une ellipse très allongée, très aplatie, mais on peut dire qu'on n'obtient jamais le cas théorique que l'on aurait si on supposait qu'on ait affaire à une matière élastique qui se comprime dans des conditions où il n'y a pas de fluage et relevant de la théorie d'élasticité ; donc fort éloignées des conditions qui existent dans la roche.

On a d'ailleurs l'impression qu'une partie des contraintes que l'on constate sont fossiles ; elles suivent quelquefois les pendages et les inclinaisons géologiques. La contrainte maximum correspond vaguement à la couverture mais l'aspect de l'ellipse et la valeur des contraintes montrent bien qu'il y a une composante horizontale, celle-ci est souvent une composante fossile qui est due à la succession des mouvements orogéniques dans le temps, qui est restée figée en place et qu'on retrouve dans l'état où elle s'est produite.

Alors, je crois qu'il faut faire attention. On n'a jamais une répartition correspondant exactement à $1/\sigma$ où σ est le coefficient de Poisson, à moins qu'on soit peut-être dans des terrains quaternaires, dans des alluvions relativement fraîches qui n'ont pas de passé géologique tourmenté, qui sont assez meubles et qui ont pu tasser, suivant des voies relativement simples ; mais dans la véritable roche ancienne, je n'ai jamais retrouvé un tableau de répartition des contraintes aussi simple.

¹ M. TINCELIN. — Je suis complètement d'accord avec vous, mais il fallait tout de même qu'on essaie de voir un peu plus clair dans nos méthodes de mesures et pour étayer les mesures il était

nécessaire de faire des hypothèses un peu simplifiées sur le régime des contraintes.

Ceci nous a paru d'autant plus valable, que la méthode des vérins plats mise au point, comme je l'ai dit, avec M. Habib et M. Marchand, a été établie théoriquement en partant, non pas d'une saignée complètement horizontale, mais d'une ellipse aplatie pour avoir un contrôle calculable et nous avions, là aussi, soumis cette ellipse à un régime de contraintes verticales et horizontales et obtenu par ce truchement un schéma qui expliquait nos mesures.

Nous n'avons sans doute pas une transposition rigoureuse des valeurs absolues, mais nous pouvons expliquer comment fonctionnent nos appareils. Et c'est à la suite de réussites que nous nous sommes permis d'extrapoler cette même méthode de calcul à l'intérieur du massif puisqu'elle avait réussi en surface.

Maintenant, je tiens à signaler que M. Soulé, Ingénieur aux Charbonnages de France, a établi des équations et, avec d'autres hypothèses de répartitions des contraintes, démontre, également, que par cette méthode de mesure on élimine l'influence du module d'élasticité, que ce soit en régime élastique ou en régime plastique. Alors, deux personnes ayant fait les calculs avec des méthodes et des hypothèses différentes, je crois que l'on touche d'assez près la vérité.

M. DUMON. — Paraphrasant ce que vient de dire notre collègue, je voudrais faire une petite remarque qui ne concerne certainement pas les mines de fer; elle concerne simplement des exploitations de marbre situées en Belgique. Mais vous pouvez faire les mêmes observations pour les marbres dans les Alpes, ou en Italie.

Lorsque nous commençons un sciage, le trait de scie, au départ à un ordre de grandeur de 8 mm. Lorsqu'on l'approfondit et qu'on le pousse à une profondeur de 3 ou 4 m, on constate que les lèvres se rapprochent indiquant des tensions internes; cette tension interne — pour les mines de fer, je le répète, cela n'a pas d'importance — correspond comme vous le disiez, à une tension fossile; et cette dernière est assez importante. La chose a été décrite par M. Delhay vers les années 1907 ou 1908. A l'époque la profondeur de la carrière était d'environ 30 m. Vers 1945, à 60 m de profondeur, on arrivait à la limite d'exploitabilité au fil hélicoïdal, c'est-à-dire que le serrage du trait était complet, empêchant la continuation du sciage ⁽¹⁾.

Aux carrières de porphyre de Quenast, en Belgique également, il y a un certain temps, on a eu des phénomènes du même genre. Ces carrières sont à une altitude de 110-120 m et cela se passait vers les altitudes 30-40 m, c'est-à-dire qu'on avait déjà fait un certain approfondissement. Au bout d'un certain temps, quand une roche était dégagée, brusquement un éclat se détachait. Un compte rendu de ces accidents a été fait dans les années 1905, 1907 qui indique l'existence de tensions internes ⁽²⁾.

Ceci retrouve ce que vous disiez et c'est pour cela que je me permets de le signaler. Mais certainement, pour les mines de fer cela n'a pas d'intérêt parce que la tension fossile, s'il y en a une, sera beaucoup moindre. Dans le cas des carrières de marbre il s'agit de calcaire dévonien. Dans le cas des carrières de Quenast il s'agit de poche éruptive dans le silurien, donc de terrains beaucoup plus anciens que les mines de fer — et qui ont subi des plissements intenses.

Notez qu'à ce moment-là M. Cornet qui était professeur à Mons, avait donné aux ruptures provenant de ce genre de tensions internes

⁽¹⁾ Fernand Delhay. Soc. géol. de Belgique (Liège), t. XL.

⁽²⁾ Marchar Urban. Soc. belge de géologie (Bruxelles), t. XIV, XX, etc.

le nom d'autoclases, qui n'a guère été repris après. Un autre auteur vers 1910 également, dans un volume publié à Paris, a étudié la répartition des contraintes dans les schistes. Il n'avait pas les moyens que nous avons. A ce moment-là, il découpait des parallélépipèdes et produisait des tensions thermiques en les enduisant de cire et en approchant simplement un fer chaud; il obtenait ainsi des ellipses assez curieuses...

M. TINCELIN. — Je tiens à ajouter une petite remarque c'est que la méthode de mesure de pression que nous avons utilisée dans les mines de fer avec un vérin cylindrique, à pression interne d'huile, a été utilisée bien avant nous, en Suède. Seulement, au lieu d'une pression d'huile intérieure, on utilisait des coins dur qu'on forçait avec une très forte pression.

Je signale cet essai uniquement parce qu'il a permis de mesurer les tensions orogéniques à l'intérieur du massif, à peu près sur 15 à 20 m en avant de la galerie, et qu'il montrait nettement la direction des tensions principales inclinées comme l'étaient les roches à l'entour de la galerie, c'est-à-dire non pas des roches stratifiées horizontalement, mais stratifiées à 45° à peu près.

La méthode peut donc être, je crois, généralisée, même dans le cas d'une répartition de pressions non pas dues uniquement au recouvrement, mais résultant également de tensions orogéniques.

M. DUMON. — Je suis convaincu que votre système est extrêmement intéressant. Au moment du percement du Simplon il y a eu plusieurs publications faites sur la mesure des pressions internes.

M. BERTHIER. — Ce n'est pas une réponse à ce que vous disiez mais je crois que c'est l'occasion de le dire. Il serait extrêmement utile que les observations de ce genre et tout ce qui touche à la répartition accidentelle et constatée au cours des travaux, puissent être enregistrées et publiées parce que ce sont des documents qu'il est difficile d'inventer, et un travail de grande galerie, avec toutes les possibilités de mesures qu'il offre, est un événement quasi sensationnel et unique, extrêmement rare. Ces dix dernières années, dans les Alpes, on a eu la bonne fortune, grâce aux travaux d'E. D. F. et à son esprit libéral, de pouvoir faire des mesures de ce genre, et c'est tout à fait fondamental, car on a beau faire des hypothèses, il y a quand même dans ces travaux toute une masse d'observations qui sont faites tous les jours par les mineurs et qui sont irremplaçables.

Il n'y a qu'à lire, à cet égard, les rapports relatifs à la construction du Loetschberg et du deuxième Simplon. A l'époque du premier Simplon, on n'avait pas encore l'attention très attirée sur ces points. Mais quand on a fait le deuxième Simplon et le Loetschberg on a fait une masse d'observations curieuses qui tendaient à démontrer en général, que dans les massifs montagneux il y a de véritables piliers chargés. Il y a une continuité géométrique, mais il y a une hétérogénéité mécanique, des piliers de roche chargés au sein du massif. Alors qu'à côté il n'y avait quasiment aucune contrainte, il y avait des moments où la roche éclatait quand on forçait et quand on avançait. Les Suisses appelaient cela des « bandons » la roche éclatait, subitement libérée de ses contraintes, en certains points bien définis, où apparemment elle n'avait pas une constitution différente d'ailleurs. Ceci a été consigné dans certains rapports et je serais heureux que notre collègue fasse une monographie de ce qu'il a constaté. Cela a beau ne pas être des mesures, c'est quelque chose d'important parce que cela restitue la physiologie de la répartition des contraintes dans les roches qui est beaucoup plus compliquée qu'on le croit. Et quand on se promène dans un massif, même d'apparence homogène, on est loin de s'imaginer l'hétérogénéité des contraintes qui existent.

Nous avons mesuré des contraintes horizontales fossiles très supérieures à la contrainte verticale.

Le Président. — La parole est maintenant à M. Everling, qui va nous faire un exposé sur les travaux du Groupe de recherches minières à Neumühl, dans la Ruhr.

Pressions et mouvements des terrains

DÉTERMINATION DE CONTRAINTES PAR MESURES FAITES DANS DES TROUS FORÉS AU CHARBON ET AU ROCHER

par **M. G. EVERLING**

Groupe de recherches minières à Neumühl (Ruhr)

M. Everling. — C'est un honneur tout particulier pour moi de pouvoir contribuer aux travaux de ces journées, et je vous remercie vivement de votre aimable invitation.

Mon rapport traite d'une partie des travaux du Groupe de recherches minières de Neumühl, exécutés dans une couche influencée de coups de terrains. Ces travaux ont été effectués en commun par des géomètres, des géologues, des géophysiciens et des pétrographes de charbon ; de plus, on a mesuré électriquement à distance les convergences dans les voies et dans le remblai, l'allongement ou la contrainte du toit, les pressions dans le remblai et les déformations de trous forés.

Aujourd'hui il ne sera question que de l'exécution et des résultats des mesures de déformations dans ces trous ; de ces déformations qui suivent des changements de tension à l'intérieur du terrain à l'abattage.

Mon français étant assez médiocre, je pense qu'il serait plus agréable pour vous et pour moi-même que je demande maintenant à M. Schwartz de bien vouloir présenter mon texte et je lui passe maintenant la parole.

M. Schwartz. Comme M. Vielledent l'a dit ce matin pour M. Obert, je ne ferai simplement qu'essayer de présenter l'article de M. Everling. Je vais m'efforcer de ne pas le lire ; j'ai d'ailleurs dû un petit peu le raccourcir pour tenir l'horaire. J'espère ne pas trahir la pensée de l'auteur.

La communication de M. Everling fait suite à celle qu'il a présentée lors des Journées d'Études Internationales sur les Pressions de Terrains qui se sont tenues à Essen les 17 et 18 octobre 1956. Le lecteur trouvera ci-après une analyse de ce premier texte.

RÉSUMÉ DE L'ÉTUDE DE M. EVERLING (17 et 18 octobre 1956)

1. Application de la théorie de l'élasticité

De nombreuses recherches ont montré que les roches, le grès carbonifère notamment, ont un comportement élastique dans un domaine important, qui augmente d'ailleurs très forte-

ment sous l'influence d'une étreinte, ce qui est toujours le cas dans les terrains. Les déformations enregistrées sont réversibles et disparaissent à peu près complètement après disparition de l'effort qui les produit ; c'est en ce sens qu'elles sont élastiques, mais elles ne suivent pas la loi de Hooke, c'est-à-

RÉSUMÉ

Dans la veine de Girondelle, on a déterminé d'après les déformations des trous de mine les modifications de pression provoquées par l'exploitation. Ces déformations ont été mesurées à l'aide de sondes Maihak dans des trous forés jusqu'à une profondeur de 50 m. En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques des roches, dont la connaissance est nécessaire pour la conversion en pressions, l'auteur les a déterminées, à l'aide de carottes, dans un appareil de pression triaxial, sous des charges semblables à celles qui existent dans le rocher, et en faisant appel à des extensomètres à fil d'acier et aux ultrasons.

Les résultats des mesures dans les trous de mine dans la veine et dans le toit, qui avaient déjà été brièvement évoqués à Essen, font maintenant l'objet d'un exposé détaillé. Selon les conditions locales d'exploitation, on obtient au voisinage du point de mesure des pressions supplémentaires verticales variant de 1 500 à 8 000 t/m² un peu avant le front de taille. On constate également des contraintes de flexion horizontales dans le toit.

SUMMARY

Variations in pressure caused by the extraction of coal have been determined by the measurements of deformations in borings in the Girondelle mines. These deformations were measured with a Maihak rig in holes bored to a depth of 50 meters. The mechanical properties of the rock, determination of which was necessary for conversion of the data into pressure ratings, were obtained from test corings by the use of triaxial pressure testing equipment under loads similar to those in place and with the aid of steel wire extensometers and high frequency sound waves.

The results of these measurements in borings in the roof and in the seam which were briefly mentioned at the International Conference in Essen are set forth in detail. Depending upon local mining conditions, additional vertical pressures near the test point in front of the mine stope varied from 306 to 1 638 lb. per sq. ft. Horizontal stresses were also observed in the roof.

dire qu'elles ne sont pas proportionnelles à l'effort exercé; en d'autres termes, leur module d'élasticité n'est pas une constante.

Sous cette réserve, qui conduit à faire des calculs par approximations successives, il est possible d'admettre des formules basées sur les hypothèses de l'élasticité (formules de Kirsch, 1898) et qui relient les déformations enregistrées dans un trou de mine aux contraintes subies dans le massif; dans ces formules interviennent le module d'élasticité E et le coefficient de Poisson m .

2. Essais sur modèles réduits

Les formules de bases ont été vérifiées en soumettant des échantillons de roche cubiques de 12 ou 16 cm de côté, dans lesquels étaient forés des trous de 24 mm de diamètre, à des efforts de compression suivant deux directions perpendiculaires; les contraintes mises en jeu pouvaient atteindre 800 kg/cm² et des appareils de mesure permettaient de suivre les variations des diamètres vertical et horizontal du trou avec une précision du micron; les déformations calculées, à partir des coefficients E et m mesurés comme il est indiqué ci-dessous, coïncident de façon très satisfaisante avec les déformations mesurées.

3. Détermination des coefficients d'élasticité

Les coefficients étaient déterminés sur carottes de 30 à 40 mm de diamètre et 100 à 120 mm de long dans un appareil construit à la G. H. H. de Sterkrade et décrit dans le *Glückauf* 1956, 380-8. À une compression axiale pouvant atteindre 800 kg/cm² s'ajoutait une étreinte latérale obtenue par pression d'huile et pouvant atteindre 3 000 kg/cm². Les contractions axiales étaient suivies sur des cadrans à 0,01 mm près, et les déformations transversales mesurées par *strain-gages*; de plus, les essais de transmission d'ultra-sons dans les carottes sous contraintes permettaient de déterminer le module dynamique d'élasticité, en général un peu plus élevé que celui que donnaient les mesures de déformation sous pression statique.

Enfin l'appareil permettait d'observer l'apparition des déformations permanentes et des cassures.

4. Recherches en séries

L'appareil précédent a été utilisé pour l'étude de nombreuses carottes représentatives des trous de mines dont on se proposait de suivre les déformations.

Ces nombreux essais ont confirmé, pour les grès, la réversibilité de la déformation bien au-delà de la limite de proportionnalité; le module d'élasticité des grès augmente d'abord avec la pression de 400 000 à 500 000 kg/cm², puis décroît, à mesure qu'on se rapproche de la limite de rupture, jusqu'à 300 000 ou 200 000 kg/cm².

Le comportement des schistes est analogue avec des modules d'élasticité un peu plus faibles, compris entre 300 000 et 400 000 kg/cm²; les échantillons de charbon ont donné de façon concordante des modules d'élasticité de 40 000 à 50 000 kg/cm²; les coefficients de Poisson se tenaient pour les grès et les schistes entre 4 et 8 et ont été estimés grossièrement à 3 pour le charbon.

Les carottes furent en outre étudiées pétrographiquement par essais macroscopiques et microscopiques, et par des techniques de laboratoire de géophysique.

5. Influence de la constitution non homogène du massif

Utilisation du calcul des probabilités

En fait, les épontes ne sont pas homogènes; des études basées sur des mesures de propagation du son ont montré que 80 % des terrains au toit de la veine exploitée — la veine Girondelle — avaient un module d'élasticité E compris entre 380 000 et 530 000 kg/cm².

Mais en pratique les pressions importantes pour l'étude des pressions de terrains, en particulier les surpressions verticales, ne sont guère influencées par cette hétérogénéité. Des erreurs ne sont à craindre que si l'indicateur de déformation du trou de mine se trouve par hasard placé dans une couche mince à coefficients élastiques très différents des coefficients moyens; d'autres causes d'erreurs peuvent être dues à la présence de cassures qui coupent la roche près du point de mesure ou à la présence de tensions très irrégulières au voisinage des vides d'exploitation, ou à l'influence de l'humidité sur les coefficients élastiques.

Industries Minérales

Communication de M. Everling

DÉPOUILLEMENT DES MESURES FAITES EN TROUS DE MINE

MESURES DANS LE CHARBON

On a de la couche Girondelle 24 diagrammes de mesures de déformations de trous de mine [1 et 2]. On les a obtenus dans des conditions d'exploitations différentes, comme par exemple sous l'influence d'un montage par taille ou d'exploitations antérieures voisines. La figure 1 rassemble toutes les courbes de déformation de trous de mine enregistrées dans le charbon. La position des stations est celle qui est indiquée sur la figure reproduite ci-contre.

On avait placé les détecteurs B 18, B 23, B 24 et B 37 dans le panneau 4, et ils donnaient les déformations des trous de mine qui se manifestaient à l'approche du front de taille prenant le panneau 3 voisin. Les courbes en tirets donnent les variations du diamètre horizontal des trous. Les autres détecteurs ont pris les variations des diamètres normaux à la stratification en fonction de la distance de la taille dans le même panneau.

Les détecteurs B 39 à B 42, placés à la station centrale de mesure du panneau 4, indiquèrent en partie, à plus de 200 m de distance du front de taille, des déformations importantes qu'il faut considérer comme des suites de l'abattage du panneau 3. Pour obtenir les effets de pression provenant de l'abattage du panneau 4 lui-même, il faut prendre une nouvelle origine pour ces courbes (à environ 150 m en avant du front de taille). D'autre part, un plus grand nombre de détecteurs ne fut prêt à mesurer que quand le front de taille se fut approché à 80 m ou moins; les déformations des trous de mine obtenues à ces stations doivent donc être majorées d'une certaine quantité si on veut qu'elles correspondent à la totalité de l'accroissement de pression dû à l'exploitation. Pour cette majoration, on est amené à des estimations ou à des hypothèses plausibles: on peut par exemple adopter comme valeur initiale pour les mesures débutant peu de temps avant l'abattage, la moyenne des déformations obtenues, avec les mesures commencées en temps opportun, pour la distance correspondante du front de taille. En adoptant cette hypothèse, Brändle a décalé les points initiaux des courbes ayant débuté tardive-



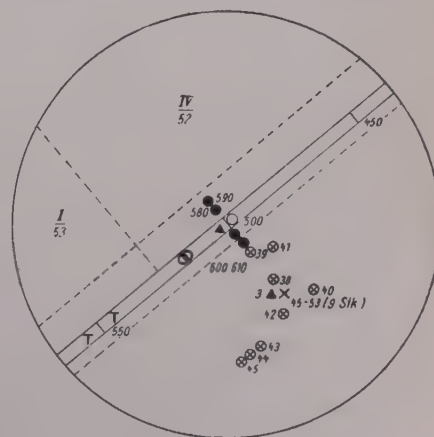
Station centrale de mesure du panneau 3



- Indicateurs de convergence
- ⊗ Détecteurs transversaux de trous de mine
- ⊗ Au charbon
- × Au rocher
- + Détecteurs hydrauliques
- Capsules manométriques au remblai
- ⊗ Sondages de recherche
- Détecteur au toit
- ⊥ Détecteur de température
- △ Détecteur longitudinal de trous de mine à base de 1 m
- ▲ Détecteur longitudinal de trous de mine à base de 10 m

FIG. 1. — Les mesures dans le champ d'étude de la couche gironde au siège Neumühl.
(Cf Jacobi et Brande, Glückauf 56, pp. 397-411).

Station centrale de mesure du panneau 4



ment, en utilisant le point initial du détecteur de trou de mine B 2, qui se trouve à la moyenne de la totalité des courbes. C'est ainsi qu'on obtient le tracé des mesures reproduit figure 3.

Pour interpréter la variation du diamètre normal à la stratification, par rapport à la puissance de la couche, dans des trous de mine profonds, il est nécessaire, d'après la théorie de l'élasticité, d'utiliser les conditions aux limites du cas par

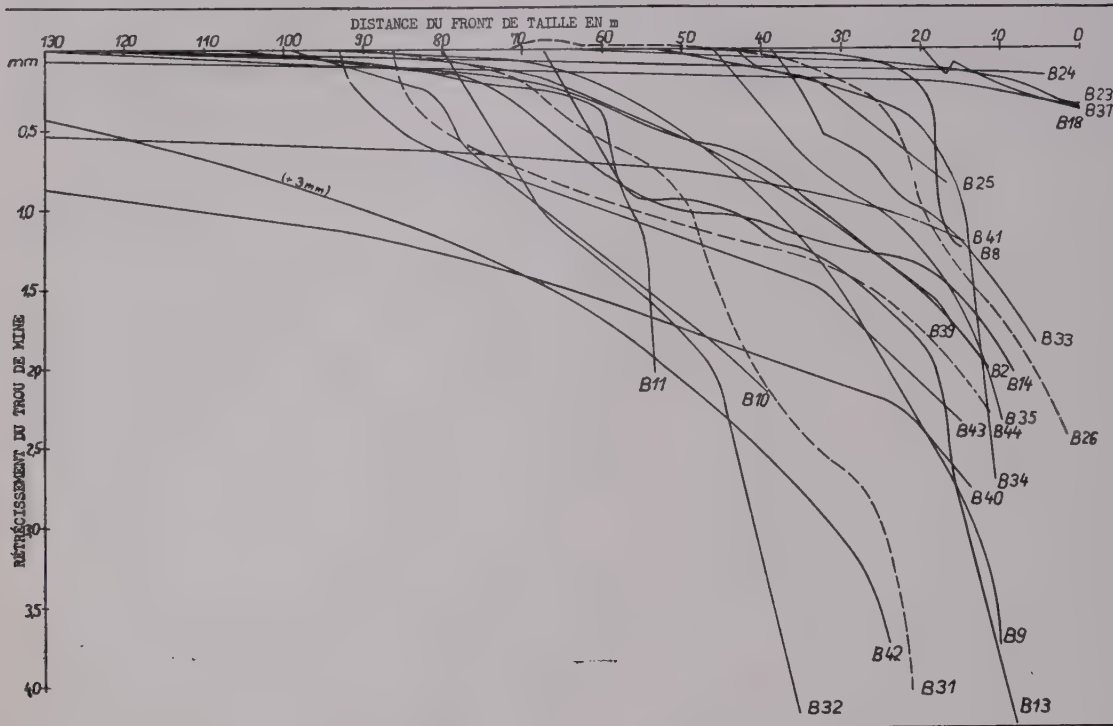


FIG. 2.

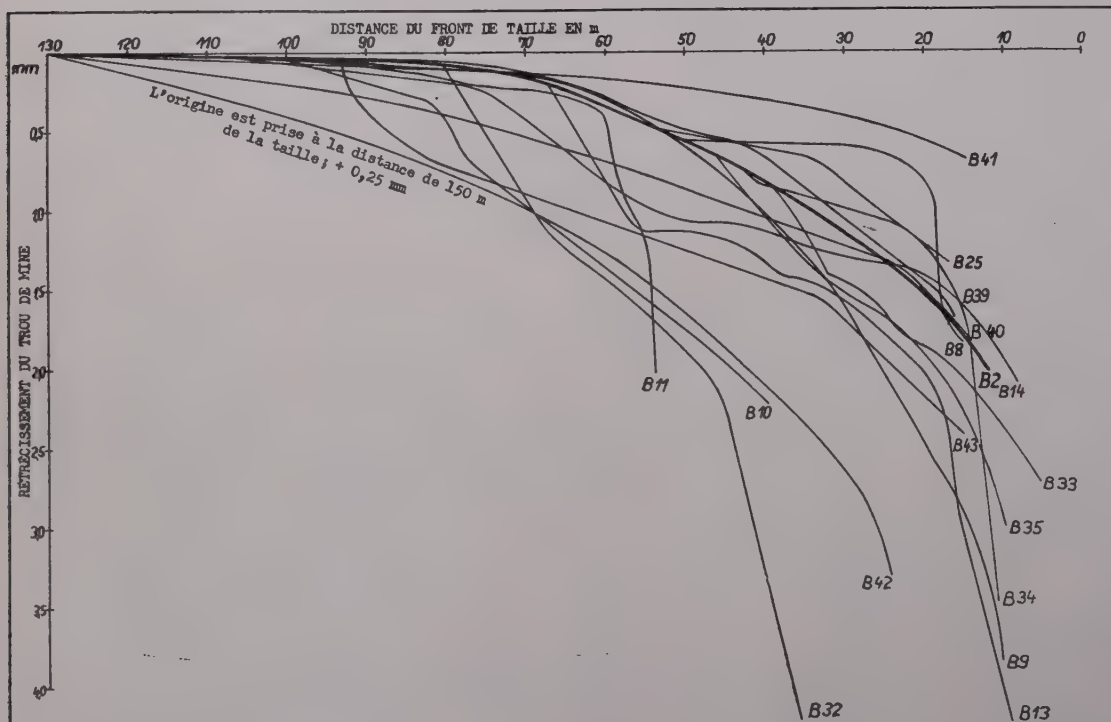


FIG. 3.

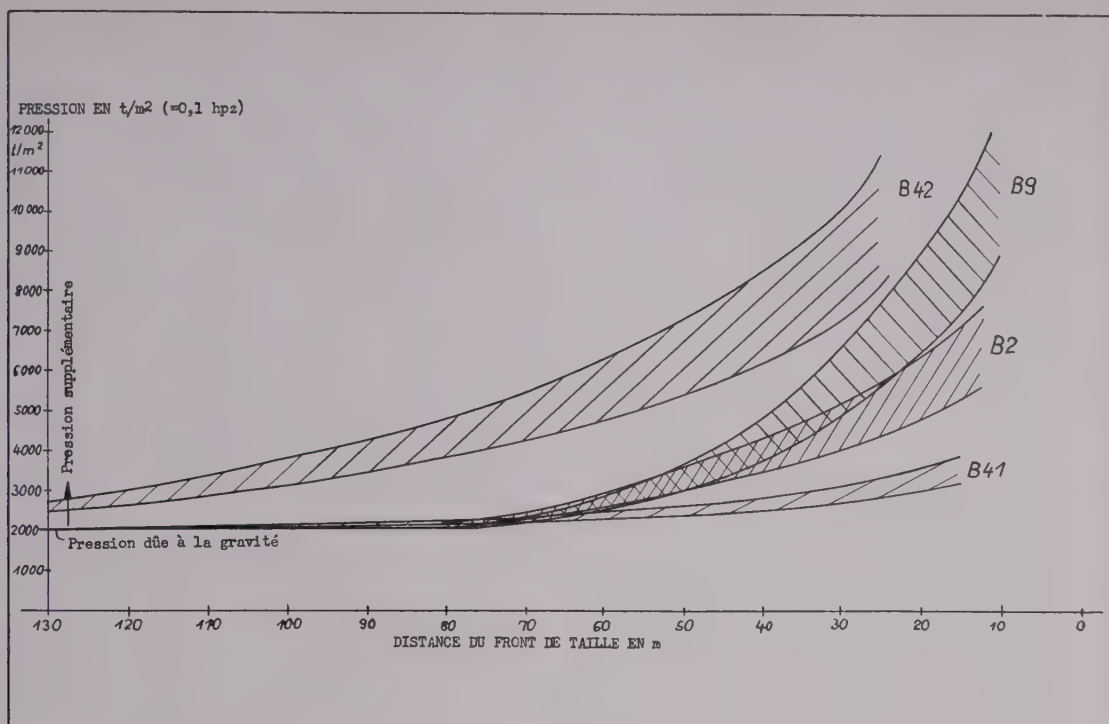


FIG. 4.

culier D [3]. Le diamètre des trous pour mesures forés dans le charbon a toujours été de 92 mm et les détecteurs des trous de mine étaient disposés en trois points de la circonférence. Avec ces hypothèses, on obtient pour un rétrécissement mesuré de 1 mm les pressions indiquées dans le tableau I.

Tableau I

Pressions provoquant dans des trous de mine au charbon une indication de 1 mm au détecteur (Cas D)

Valeur du coefficient m de dilatation transversale	4	3	2,5
Module d'élasticité E en hpz			
45 000.....	235	265	
40 000.....	210	235	265
30 000.....		175	200

Comme on n'a pu retirer de carottes, on ne dispose pas de mesures pour le charbon aux emplacements précis des détecteurs de trous de mine. Comme modules d'élasticité, on ne peut utiliser que les moyennes déduites des diagrammes obtenus par mesure [3]. Des mesures au manomètre, on peut déduire pour une pression uniforme sur la circonférence $r = p = 200$ hpz (état de base) un module $E = 45\,000$ hpz, qui tout d'abord ne varie que peu si la pression croît. Si la pression normale à la stratification croît dans la couche jusqu'à atteindre 1 000 hpz, la pression horizontale monte à environ 300 hpz (pour $m = 3$) et à ces pressions correspond d'après les mesures un module d'élasticité E de 40 000 hpz. D'après le tableau I, la pression qui provoque un rétrécissement mesuré de 1 mm de diamètre du trou de mine est comprise

entre 210 et 265 hpz. Si, pour tenir compte de l'incertitude des coefficients élastiques, on élargit encore un peu cette marge, on peut prendre comme limites correspondant à 1 mm mesuré 180 et 280 hpz.

Sur la figure 4, on a reporté les pressions obtenues avec ces valeurs limites en partant des courbes de B 41, B 2, B 9 et B 42 de la figure 3. Pour la valeur initiale, on a ajouté la pression due au poids $\gamma h = 2\,000 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ hpz}$; dans le cas de B 41 et B 42, on a en outre la pression due au défilage du panneau 3 qui n'a pas été prise ici en considération. Les quatre courbes obtenues font ressortir les particularités suivantes :

B 41 : la pression due au défilage du panneau 3 très proche (le détecteur n'était qu'à 16 m de la voie de tête de ce panneau) était déjà si élevée que ce n'est que lorsque la taille se rapprocha à 10 m qu'on put enregistrer une pression supplémentaire de 150 hpz.

Les détecteurs B 18, B 23, B 24 et B 37 (Cf. *supra*) ne donnèrent que des pressions encore plus faibles.

B 2 : le détecteur était au voisinage de la voie médiane, c'est-à-dire au centre de gravité d'abattage des panneaux 2 et 3. La pression à 12 m en avant du front de taille était d'environ 350 hpz.

B 9 : lorsque la taille se rapproche du montage à l'ouest du panneau 2 jusqu'à une distance de 10 m, la pression monte à 800 hpz.

B 42 : à l'intérieur du panneau 4 (pilier), on a observé des pressions supplémentaires qui se manifestent particulièrement tôt (jusqu'à 700 hpz, déjà à 25 m avant le franchissement par la taille).

Ce sont des pressions encore plus grandes qu'a données le détecteur B 32, à l'angle sud du panneau 3; il y a eu certainement déjà une destruction de charbon, ce qui fait qu'une appréciation chiffrée n'est plus permise.

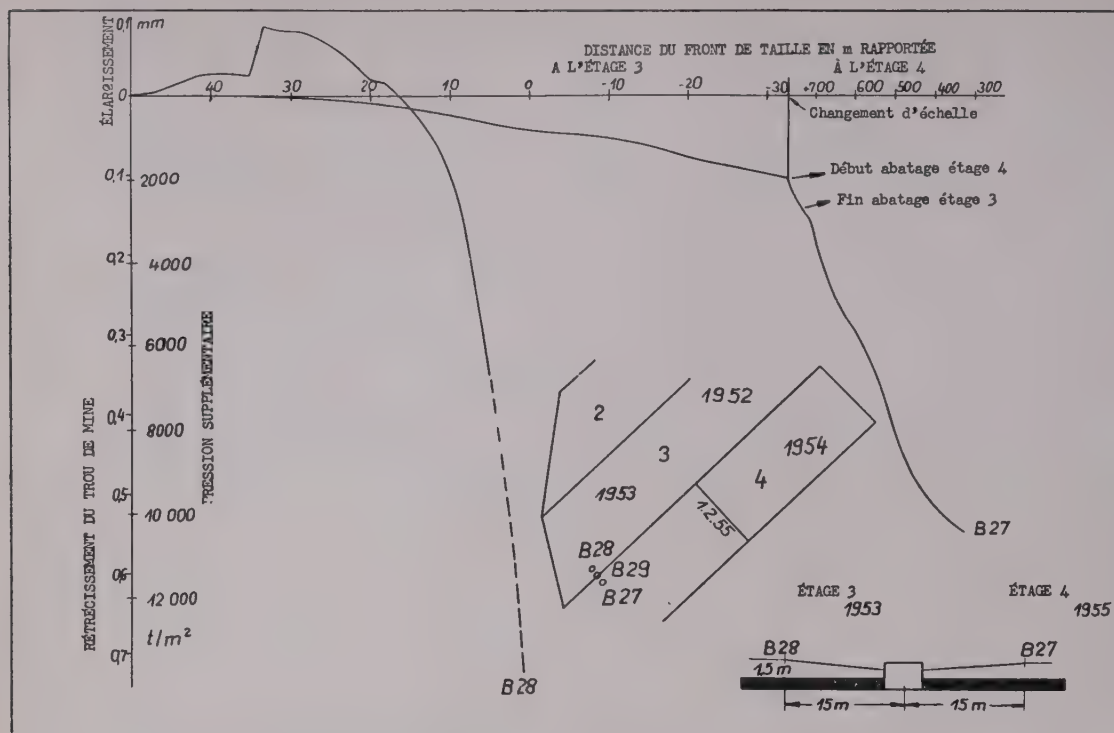


FIG. 5.

Les exemples donnés doivent en principe ne servir qu'à montrer la possibilité d'emploi du procédé de mesure et la rationalité des résultats. Le Groupe de recherches Neumühl préparera en temps opportun un commentaire détaillé de toutes les mesures.

On insistera ultérieurement plus spécialement sur les courbes B 39 et B 43 obtenues à la station principale de mesure du panneau 4.

MESURES DANS LE ROCHER DU TOIT

Les courbes de déformation des trous de B 27 et B 28 résultent de mesures dans le faux-toit de schiste; les courbes B 12, B 29 et B 45 à B 53 (ces dernières à la station principale de mesures du panneau 4), de mesures dans le grès consistant. En outre, les déformations longitudinales de trois trous de sonde avec les détecteurs N 1 à N 3 furent mesurées à la station principale de mesures. Les déformations des trous de mine jusqu'à 29 comme celles en couches, se rapportent à des diamètres de trou de mine de 92 mm, celles de la station principale de mesure du panneau 4 à des diamètres de 57 mm.

Les mesures dans les trous de mine B 27 et B 28 doivent s'interpréter de la même manière que celles en couche, c'est-à-dire qu'il fallait conclure d'après l'indication d'un détecteur unique mesurant selon la direction normale à la stratification; les deux détecteurs se trouvaient à 15 m de profondeur (à partir de l'axe de la voie) dans des trous sensiblement parallèles à la stratification, forés de la station 800 m de la voie de tête du panneau 3 à 1,5 m de la couche dans le faux-toit. On forait B 28 dans le panneau 3, B 27 en direction inverse (sud) dans le panneau 4. Alors que B 28 fut un mois après la mise en place sous-cavée par la taille, B 27 dut connaître les variations de pression lors de l'exploitation du panneau voisin et ultérieurement la pression supplémentaire lorsque s'approcha la taille dans le panneau 4 lui-même.

Sur la figure 5, qui reproduit les indications des deux détecteurs pendant une période d'une année et demie, on a reporté l'échelle des pressions calculée d'après les modules d'élasticité mesurés dans le schiste. La pression supplémentaire atteint aux deux stations des valeurs de 1 000 hpz. Dans le schiste, il faut toutefois compter sur une influence de l'humidité qui cause à la longue des déformations du trou de sondage supérieures à celles qui correspondent aux modules d'élasticité mesurés au laboratoire sur des échantillons secs. Les pressions calculées d'après ces mesures, et ce notamment au trou B 27, doivent donc peut-être être diminuées d'une certaine quantité (20 à 40 %, d'après Müller, de Salzbourg). Au détecteur B 28, on a constaté une nette diminution de pression de 100 hpz lorsque la taille s'approcha de 30 m environ (d'après Jacobi, peut-être par l'action de la partie remblayée). Puis la pression monta fortement. A 8 m environ, avant le passage de la taille, le faux-toit commença à se déplacer avec la couche. Il était alors soumis à la flexion et appliqué avec force sur les surfaces de glissement. Les contraintes de poussée sont augmentées par les efforts de frottement entre charbon et faux-toit. Dans ces conditions, les charges verticales peuvent être inférieures sensiblement à la résistance à la rupture obtenue au dynamomètre et avoir cependant provoqué une perturbation étendue de telle sorte que, en partant des déformations du trou de mine, on ne puisse plus rien déduire de sûr sur les contraintes. Malheureusement, les indicateurs dans les trous de mine en couche B 16, B 17, B 20 et B 21, placés au voisinage du B 28 ont été mis hors d'usage, ce qui fait qu'une comparaison des indications de pression n'est pas possible. Le détecteur B 25 (qui n'est qu'à 10 m de la voie de tête) a donné à 20 m environ du passage de la taille 170 hpz de pression supplémentaire, puis alors a été détruit également.

Les valeurs de B 27 montrent que la pression marginale dans le panneau 4 voisin ne s'établit que beaucoup plus tard. Elle croissait encore alors que l'abatage du panneau 3 était fini depuis longtemps. Malheureusement, le détecteur B 27

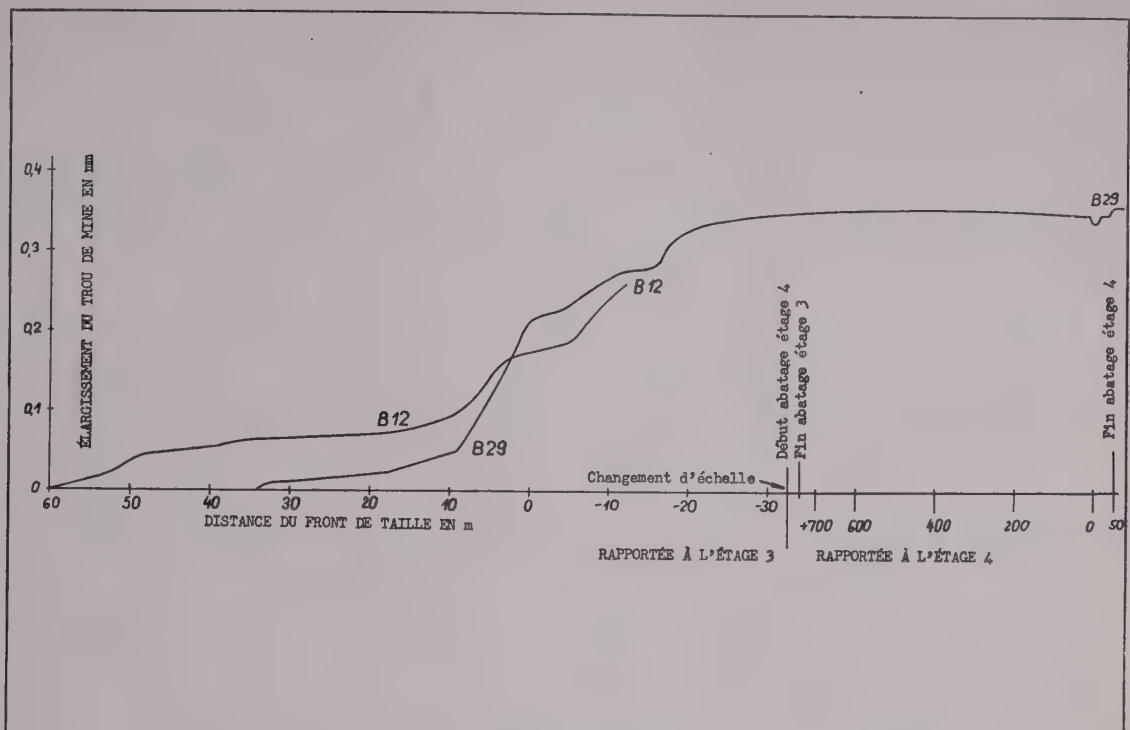


FIG. 6.

cessa de fonctionner avant que l'abatage du panneau 4 se soit rapproché suffisamment et puisse donner des indications nouvelles. Une comparaison avec les détecteurs au charbon B 18 et B 23 montra jusqu'à environ huit mois après la fin de l'abatage du panneau 3, un bon accord de la montée de la pression calculée d'après le détecteur 27 avec la moyenne de celles fournies par B 18 et B 23.

Le trou de mine B 29 fut foré du même emplacement de la voie de tête du panneau 3 que les trous B 27 et B 28, mais verticalement en partant du toit de cette voie jusqu'au-delà du faux toit à 4,50 m dans le toit en grès. Le détecteur mesura les variations de diamètre selon la direction longitudinale de la voie. Il resta en service jusqu'en juin 1956, soit pendant presque trois ans. Pendant que le front d'abatage du panneau 3 passait de 35 m en avant jusqu'à environ la même distance au-delà de son emplacement, le détecteur donna un élargissement du trou de 0,35 mm (fig. 6) qui resta presque constant pendant tout le reste de la période de mesure. Lorsque passa le front de taille du panneau 4, il se produisit encore quelques petites modifications ($\epsilon = 0,015$ mm, rétrécissement avant le passage, élargissement après). La stabilité complète de l'indication pendant une période de deux ans exactement peut être considérée comme une confirmation du fait que dans le grès ferme il ne se produit pas à pression constante de lentes déformations de fluage avec le temps.

On avait installé à la station 630 de la voie médiane le détecteur B 12, de la même manière qu'on avait disposé le B 29 dans la voie de tête du panneau 3. Il était toutefois un peu plus haut, soit à 8 m au-dessus du toit de la voie. L'abatage se fit des deux côtés de la voie (dans les panneaux 2 et 3), les indications furent en accord remarquable avec celles que l'on obtint ultérieurement avec B 29. Le détecteur B 12 cessa de fonctionner environ 10 m après le passage de la taille dans le panneau 3, c'est-à-dire immédiatement avant le passage dans le panneau 2.

Les variations de l'état de contrainte à la station ne s'obtiennent pas de façon sûre par le calcul si on part des déformations de trou de mine mesurées seulement dans une direction horizontale. La pression supplémentaire verticale, qui, dans le cas de B 29, ne peut être estimée que grossièrement en partant de B 25 et B 28 d'une part, de B 18 et B 27 d'autre part, et dans le cas de B 12 que de façon approchée en partant de B 2, peut encore donner des élargissements dans le sens longitudinal de la voie, si le toit peut se décharger librement dans cette direction; une pression supplémentaire de 1 000 hpz ne donnerait qu'une indication de 0,06 mm au plus, alors qu'on a mesuré un élargissement cinq fois plus grand. Il y a eu certainement des contraintes d'extension horizontales supplémentaires, dues à la flexion du toit; mais ces contraintes ne peuvent pas avoir provoqué la déformation permanente de 0,25 mm, car elles eussent dû atteindre à cet effet 500 hpz, valeur supérieure tant à la précontrainte de compression horizontale possible dans le massif qu'à la résistance à la traction du grès compact et qui par suite n'est pas vraisemblable. Comme en outre les indications de B 12 et B 29 n'ont pas décliné après le passage de la taille, on doit admettre que dans les deux cas, il y a eu déplacement sur des surfaces de cassure ou ouvertures de surface de séparation, qui n'ont peut-être eu lieu que du fait des contraintes d'extension par flexion dans le toit. Conformément à ce qu'on devait attendre, cette ouverture de surfaces de séparation est due à l'abatage.

MESURES A LA STATION CENTRALE DE MESURE DU PANNEAU 4

Ce point fut aussi complètement équipé que cela est possible d'après l'état actuel de la pratique. Parmi les détecteurs transversaux de trous de sonde au charbon cités antérieurement, B 34, B 40, B 41, B 42 et B 43, ainsi que le détecteur B 44 de mesure horizontale appartenaient à ce point. Dans le grès

du toit, on avait installé le détecteur transversal de trou de mine 9 et le détecteur longitudinal 3 déjà mentionnés. La figure 7 donne le dispositif et la direction de mesure des détecteurs de ce point. Les valeurs obtenues avec ces détecteurs dans leur ensemble eussent dû donner des bases si complètes pour le calcul des contraintes qu'on n'eût pas eu à faire d'hypothèses sur les conditions aux limites. Malheureusement, certains détecteurs qui devaient mesurer normalement à la stratification dans le grès furent mis hors service par venue d'eau. Restèrent propres à mesurer les appareils cités; certains d'entr'eux étaient installés en des endroits où la roche était très hétérogène et par suite on ne put pas étudier ses propriétés élastiques. On disposait toutefois de suffisamment de carottes qui permirent le calcul des constantes élastiques pour cette partie du massif.

Les données des divers détecteurs pendant une période d'observation d'une demi-année (de 150 m avant jusqu'à 20 m après le passage de la taille) sont d'autant plus concordantes que toutes ne commencèrent à monter nettement que 60 à 80 m seulement (six à huit semaines) avant le passage de la taille.

Les déformations de trous de mine mesurées (fig. 8 à 11) paraissent tout d'abord, elles, avoir lieu de façon tout à fait incohérente. Les détecteurs de trous au charbon qui naturellement ne peuvent être utilisés qu'avant l'abattage, montrèrent jusque-là des rétrécissements du trou qui se différenciaient chacun par sa grandeur. Par contre, les détecteurs dans le grès, qui en partie étaient au-dessus de la couche, donnèrent avant et après le passage de la taille des indications différentes en direction et en amplitude, qui dépendaient en outre de la direction de la mesure de chaque cas d'espèce. Ces déformations se rapportent à un diamètre de trou de mine de 57 mm. Ce n'est que par une combinaison logique des résultats individuels qu'on peut obtenir une image claire de l'évolution de la pression. On en donnera ici une brève esquisse.

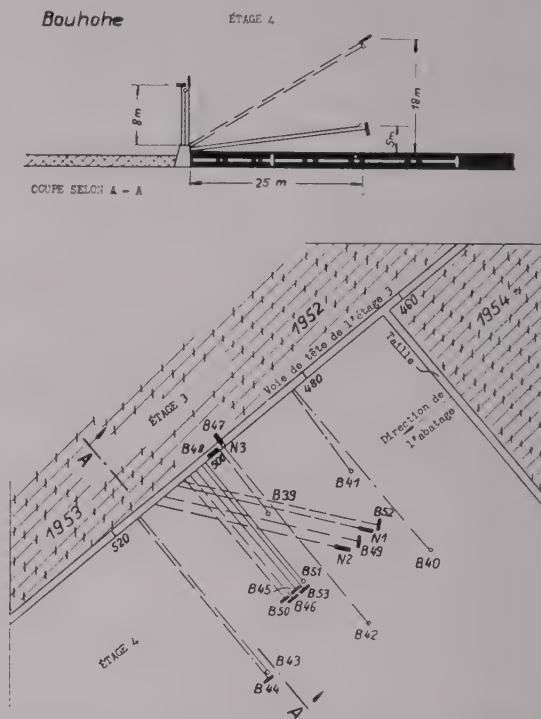


FIG. 7. — Station centrale de mesure du panneau 4.

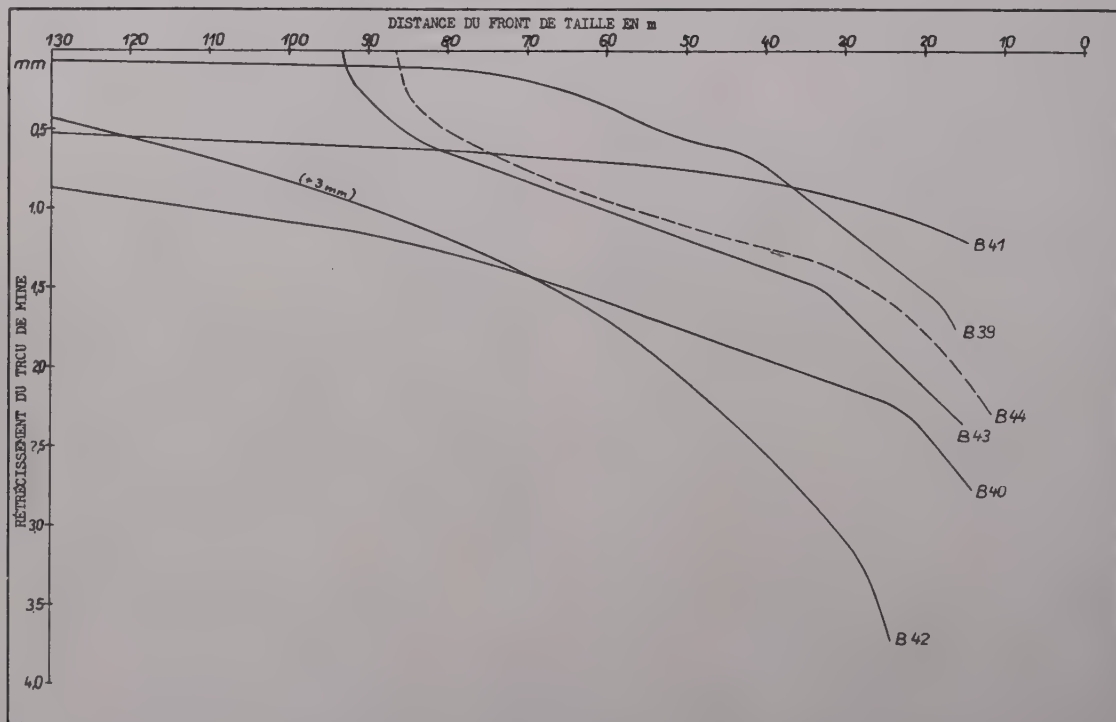


FIG. 8. — Station centrale de mesure du panneau 4. Mesures dans le charbon.

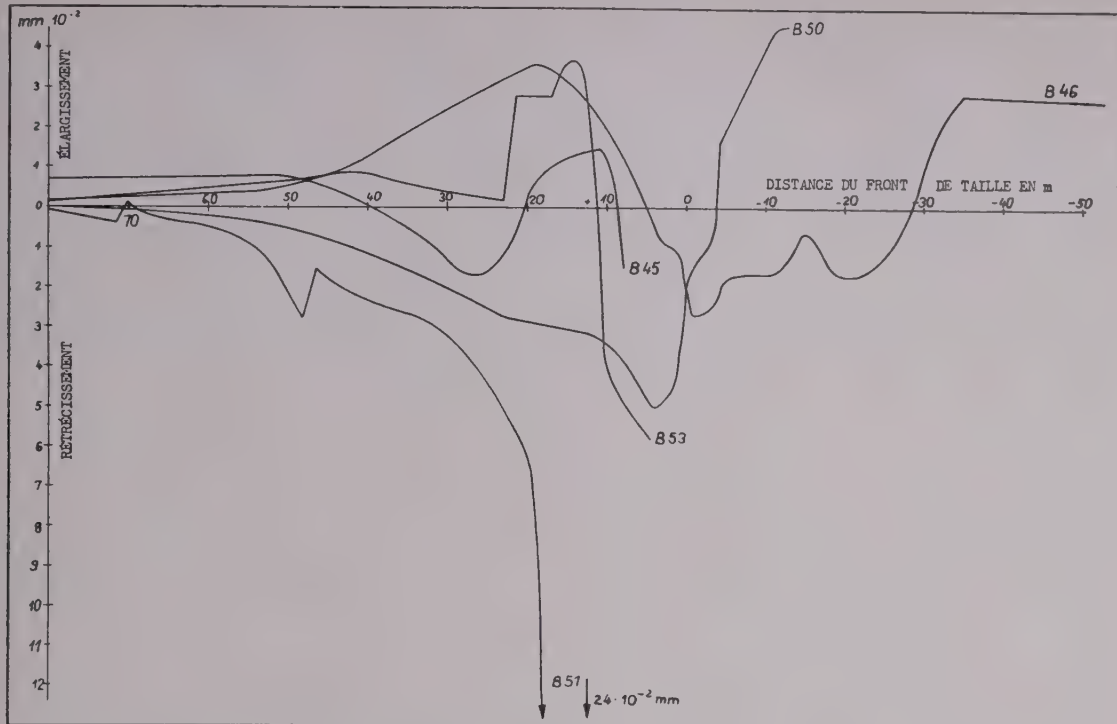


FIG. 9. — Station centrale de mesures du panneau 4. Mesures dans le grès, au-dessus du panneau.

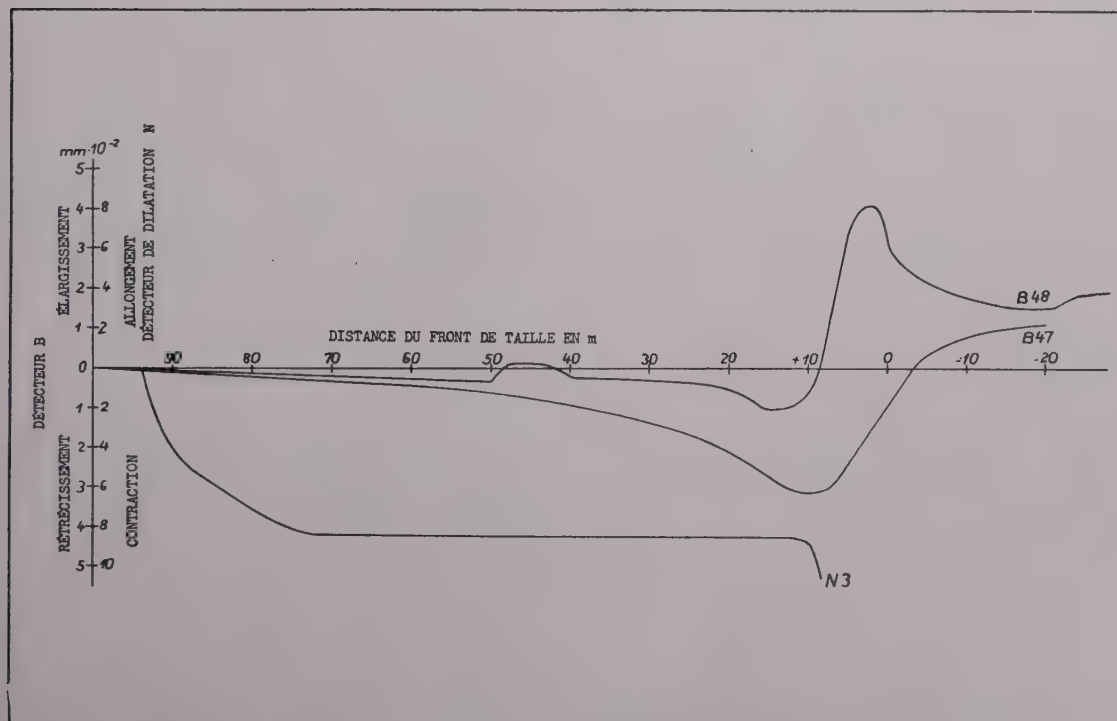


FIG. 10. — Station centrale de mesures du panneau 4. Mesures dans le grès à la verticale de la voie.

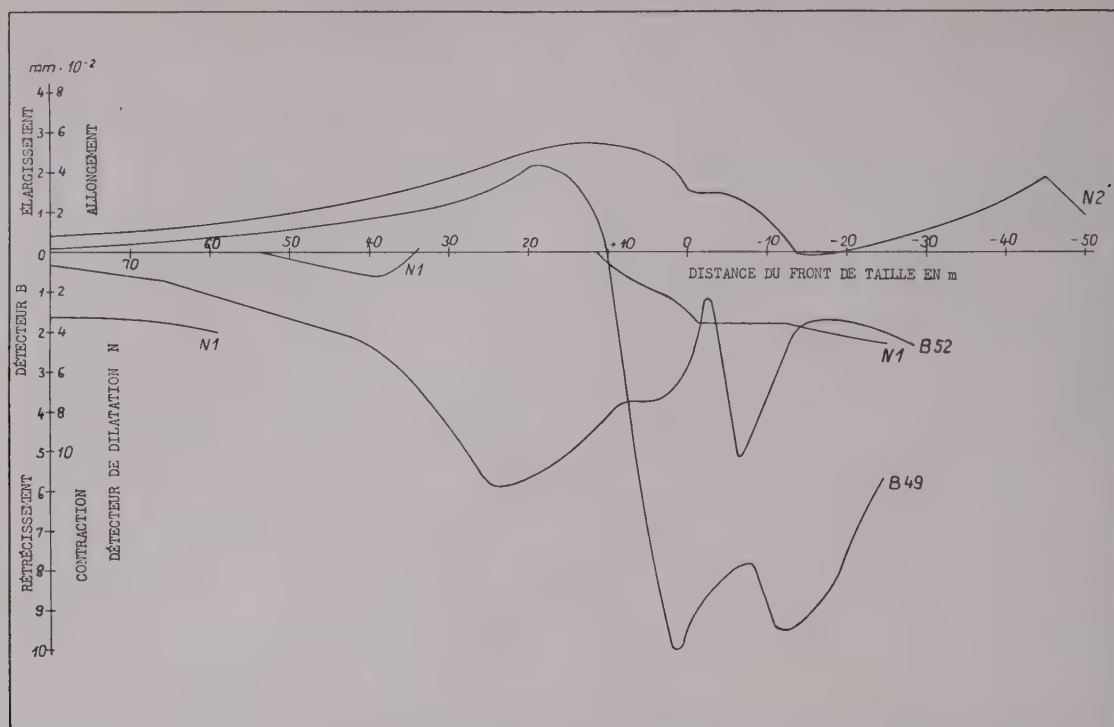


FIG. 11. — Station centrale de mesure du panneau 4. Mesures dans les trous obliques au front de taille.

Pressions verticales

Il faut s'attendre à trouver les composantes les plus grandes de la pression due à l'abattage dirigées normalement à la stratification, c'est-à-dire sensiblement verticalement. Les contractions des trous de sonde mesurées selon cette direction sont donc particulièrement caractéristiques pour la pression supplémentaire. On a obtenu des valeurs de cette nature avec les détecteurs au charbon B 39 à B 43, et les détecteurs dans le grès B 51 et N 3 (de l'autre côté de la voie). On voit aussitôt que les détecteurs au charbon B 41 et B 39 installés à seulement 15 m de la voie indiquent des accroissements de pression notablement inférieurs à ceux des détecteurs B 40, B 42 et B 43 qui se trouvent à presque 40 m de la voie. On tentera ici d'interpréter cette observation.

Les détecteurs de trous de mine dans le grès disposés au-dessus de la couche se trouvent sensiblement au-dessus du centre de la surface délimitée par les cinq détecteurs au charbon susnommés. L'évolution qu'ils donnent pour la pression verticale doit donc suivre à peu près la moyenne des courbes des détecteurs au charbon. L'utilisation du groupe de détecteurs dans le grès voisins de B 51 donne jusqu'à 30 m en avant du passage de la taille des valeurs notablement inférieures à celles fournies par les détecteurs au charbon, ce n'est que peu de temps après avoir été sous-cavé par la taille que le détecteur B 51 montra des rétrécissements du trou de mine s'intensifiant fortement et dont on put se servir pour calculer l'évolution de la pression donnée figure 12 avec les autres indications. A 15 m de distance de la taille, on a une pression supplémentaire de 300 à 500 hpz, à 10 m en avant de la taille, on atteint 400 à 700 hpz. Le groupe de détecteurs

N 3, B 47, B 48 sur la voie à convoyeur du panneau 4 donne par le calcul une évolution de la pression qui selon la position de la taille monte de 95-70 jusqu'à 400 hpz et reste presque inchangée pendant près de deux mois jusqu'à ce qu'elle se mette de nouveau à croître 10 m avant le passage de la taille. On est tenté d'expliquer ce tableau inhabituel par un défaut de l'appareil lorsqu'on a monté le détecteur, et de corriger l'évolution de la pression comme on l'a indiqué figure 12, en traits interrompus. On ne put nulle part observer directement la marche de la pression après le passage de la taille, car les détecteurs mesurant verticalement furent tous mis hors service avant.

Pressions horizontales

Les mesures de contraintes horizontales peuvent être particulièrement riches de conclusions pour l'appréciation du grès du toit et de son comportement lors de l'abattage. Lorsqu'on observe à la surface supérieure et à la surface inférieure d'un banc de grès massif au toit des modifications de la pression en direction horizontale ayant des signes inverses (par exemple accroissement de pression à la partie inférieure et diminution à la partie supérieure ou naissance de contraintes d'extension) cela indique une sollicitation à la flexion de la couche de grès en cause. Des mesures de ce genre pourraient par exemple confirmer l'apparition de l'onde de Weber. L'hypothèse de Jarlier, selon laquelle les coups de toit résultent de la cassure d'une couche du toit sollicitée à la flexion, fait même entrer la prédiction d'un coup de toit dans le domaine du possible. La validité de cette hypothèse est certes mise en doute par beaucoup; elle ne peut se vérifier que par des mesures de

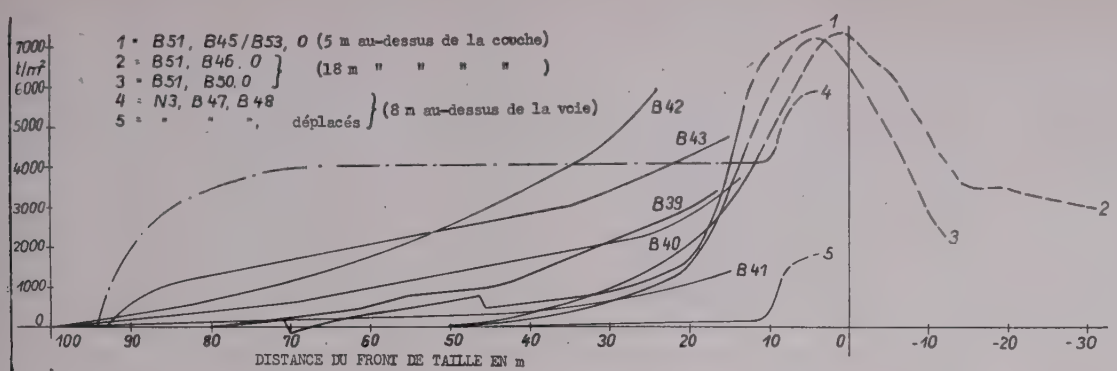


FIG. 12. — Pression verticale.

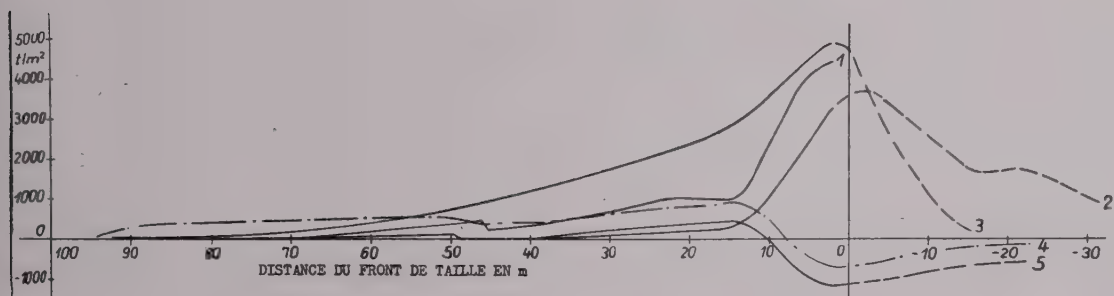


FIG. 13. — Pression horizontale selon la direction de la voie de chargement.

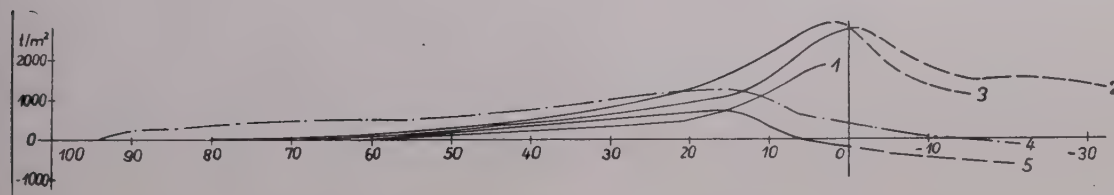


FIG. 14. — Pression horizontale normalement à la direction de la voie de chargement.

contrainte dans le domaine immédiat d'influence d'un coup de toit. D'après une nouvelle conception [4] un coup de toit se produit par dépassement du frottement d'adhérence entre couche et toit; l'effort de cisaillement horizontal nécessaire à cet effet doit également entraîner des variations de pression horizontale mesurables.

A la station principale de mesure du panneau 4, les détecteurs transversaux de trous de mine ont servi à effectuer des mesures en direction horizontale : B 44 en couche, B 45 et B 53 dans le grès à 5 m au-dessus de la couche; B 46 et B 50 au même endroit, mais 13 m plus haut; B 44 et B 52 normalement à la direction principale des cassures, également à 18 m de hauteur; B 47 et B 48 à 8 m au-dessus de la voie (voir fig. 7). Du fait que le détecteur au charbon B 44 donna des indications presque identiques à celles données par le détecteur B 43 placé à son voisinage immédiat et mesurant verticalement,

il s'ensuit que les contraintes verticales et horizontales ont à peu près les mêmes grandeurs. On en déduit pour le coefficient de dilatation transversale du charbon une valeur peu supérieure à $m = 2$, car ce n'est qu'ainsi qu'on peut expliquer une compression horizontale dans le charbon de l'ordre du supplément de pression verticale. Des mesures de ce coefficient de dilatation transversale du charbon effectuées au dynamomètre avaient donné des valeurs analogues. Dans le grès, par contre, il peut y avoir du fait de la flexion des contraintes horizontales tout à fait indépendantes de la compression normale à la stratification. On a porté sur la figure 13 les valeurs calculées à partir des déformations des trous de mine. L'imprécision de la nouvelle mise en place du détecteur N 3 ne se manifestera pas fortement (courbe en traits discontinus); de même la courbe de variation de la pression donnée en traits discontinus après le passage de la taille peut être considérée comme assez sûre, bien qu'on ait dû en ce

cas estimer les déformations en direction verticale des trous de mine.

Dans le groupe N 3, B 47, B 48 au-dessus de la voie, le détecteur B 48 a donné des mesures dans la même direction qu'en d'autres points de la voie ont donné les détecteurs précités B 12 et B 29; toutefois, pour le détecteur B 48, le diamètre du trou de mine était plus petit de 40 % environ. Les indications n'atteignaient par contre que 1/4 de celles de B 29 et changeaient de sens après le passage de la taille, comme on doit s'y attendre en cas de déformation élastique. La diminution de pression représentée figure 13 et qui se produit avant le passage de la taille est une contrainte de flexion au voisinage de la surface supérieure du banc de grès compact du toit, provoquée par le tassement du toit sur le vide d'exploitation. A une hauteur plus grande (18 m au-dessus de la couche), on a observé

des contraintes en sens inverse; ce fait montre que les détecteurs qui y sont installés sont déjà au-dessus de la dalle de grès du toit immédiat. On peut tirer la même conclusion du tracé des courbes B 49 et B 52 (fig. 11); on ne peut expliquer les indications en sens inverse dans tous leurs détails de ces deux détecteurs que par le fait que B 49 doit être au voisinage de la surface supérieure d'une dalle compacte, cependant que B 52, qui est un peu plus haut, se trouve à la partie inférieure de la dalle immédiatement supérieure. Entre eux, il doit se trouver une surface de séparation horizontale sur laquelle les poussées des deux couches peuvent s'exercer en sens inverse. Parmi les détecteurs de variation longitudinale de longueur placés en cet endroit, le N 1 fut deux fois hors service pendant la durée des mesures et on ne peut l'exploiter avec certitude. En outre, on ne possède là aucun résultat de détecteurs effectuant des mesures selon la verticale. Aussi ne peut-on chiffrer les variations de l'état de contrainte avec certitude.

CONCLUSION CRITIQUE

Les mesures des déformations de trous de mine dans le charbon et les épontes donnent les variations de pression lors de l'abattage. Dans l'exposé, on commente quelques exemples de mesures en couches ainsi que les résultats des mesures dans l'éponte du toit de la couche Girondelle. On a pu donner la grandeur de la pression supplémentaire verticale pour divers points en fonction de la distance à la taille. Dans une station principale de mesure on a prouvé l'existence de contraintes de flexion dans le grès du toit. Jacobi [2] a depuis utilisé les mesures au charbon en conjonction avec les mesures de convergence et celles de pression dans le remblai. On publiera ultérieurement d'autres résultats de ces travaux.

L'exploitation des résultats a été rendue difficile surtout parce qu'un certain nombre de détecteurs importants cessèrent de fonctionner prématurément ou (comme le montra l'étalonnage dans le trou de mine) étaient installés dans une zone accidentée du massif, ce qui avait pour conséquence que les détecteurs ne donnaient pas de mesures. En outre, les résultats de mesures isolées, comme le sont des mesures en trou de mine, sont peu caractéristiques pour des questions de pression de terrain lorsqu'elles ne sont pas exécutées en très

grand nombre et par suite avec la grosse dépense correspondante. En outre, il est à peine possible de déceler avec des mesures en trous de mine les contraintes, par exemple avant et après un coup de toit, car l'installation des stations exige une longue durée de temps et il faudrait prévoir déjà très longtemps à l'avance l'apparition du coup de toit; de même les seules mesures en trous de mine ne peuvent pas davantage permettre la moindre prévision sur les processus techniques qui sont la cause des pressions qu'on constate.

Les mesures décrites ont donc amené à rechercher de nouvelles méthodes d'études qui embrasseraient mieux le tableau complet des processus de pression et de déplacement. Des compléments prometteurs de cette sorte ont été obtenus dans le cadre de la communauté de recherches de Neumühl, sous forme d'études sur la mobilité des roches à l'aide de clichés de cassures [5] ainsi que par des clichés tridimensionnels de déformations et apparition de cassures dans le charbon et les épontes [6]. Ces procédés ont l'avantage de ne pas mesurer des valeurs isolées, mais de donner une appréciation statistique des phénomènes particulièrement saillants.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] JACOBI (O.) et BRANDLE (E.). Elektrische Fernmessgeräte für die Gebirgsdruckforschung, *Glückauf*, 92 (1956), 397-411.
- [2] BRANDLE (E.). Die elektrischen Fernmessungen der Forschungsmeinschaft Neumühl (Erscheint in *Glückauf* 1957).
- [3] EVERLING (G.). Neue Untersuchungen unter dreiaxialigem Druck an Karbonatgesteinen, Diss. Aachen 1956.

- [4] HOFFMANN. Mesure dans une couche exposée à des coups de terrain, *Glückauf* 1951, p. 101-113.
- [5] MÜLLER (L.). Utilisation géomécanique de détails structuraux. Exposé au 8^e colloque de la communauté internationale de Géomécanique. Salzbourg, 25 mai 1957.
- [6] JACOBI (O.). Les déplacements de couches rocheuses fracturées aux environs des couches d'exploitations minières.

M. le Président. — Je remercie en votre nom M. Everling de ce travail intéressant et je remercie M. Schwartz qui a bien voulu nous le résumer en français d'une façon parfaitement claire.

Personne ne demandant la parole, je vais demander au conférencier suivant, M. Talobre, d'E. D. F., de prendre la parole.

Pressions et mouvements des terrains

FISSURATION ET HÉTÉROGÉNÉITÉ DES ROCHES

par M. J. TALOBRE

Ingénieur en Chef à la Direction de l'Équipement de l'Électricité de France

La fragmentation naturelle des roches

Les propriétés mécaniques des roches dépendent considérablement de leur fragmentation naturelle, qu'elle soit effective ou potentielle.

Or la constitution des roches est hétérogène. Au sein même des cristaux existent des plans réticulaires de densité maximum. Ceux-ci correspondent aux *clivages cristallins*. Les *défauts réticulaires*, les *géodes* et la *microfissuration* multiplient les discontinuités. Entre grains, les *défauts intergranulaires* affaiblissent particulièrement les contacts.

La disposition spatiale des grains définit la *structure* de la roche. La *linéation* résulte d'un alignement des grands axes des grains. La *foliation* facilite le découpage des roches suivant des plans parallèles.

Si, des échantillons de roche de dimensions réduites, nous passons à l'examen à grande échelle des roches en place, nous y découvrons des grands clivages : la stratification et la schistosité.

La *stratification* est la conséquence du classement sous l'action de la pesanteur, lors de leur formation, des matériaux constitutifs des roches clastiques, organiques ou organogènes.

La *schistosité* est la conséquence d'un rangement, sous l'action des déformations plastiques, des matériaux constitutifs de ces mêmes roches. La schistosité turbulente détruit les schistes des formations qu'elle affecte. Au contraire, ces schistes apparaissent lorsque la schistosité est laminaire. Mais ils sont déformés. Cette déformation démontre que tout volume initial de roche est devenu parallélépipédique. Une telle déformation est, par définition, plastique. Cette déforma-

tion s'accompagne de glissements sur les plans de cisaillement maximum. C'est dans ces plans que la cristallisation a pris la texture de foliation caractéristique des schistes, ardoises et phyllades.

La schistosité peut être profonde et affecter des roches dures. M. J. Bellière a montré récemment que les roches cristallines anciennes du Massif du Mont-Blanc avaient été affectées par une schistosité finale qui en avait fait, selon son expression, des mylonito-schistes. L'aspect de ces roches, originellement des granites et des gneiss, provient vraisemblablement d'une déformation plastique sous forte étreinte.

Les *fractures* sont toutes les discontinuités dues à l'action des contraintes.

Les *diaclasses* sont les manifestations les plus fréquentes de la rupture fragile, ou de décohéssion. Cette rupture est propre aux roches de surface et elle disparaît, au moins en partie, aux profondeurs supérieures à 1 000 m. Les diaclasses d'une roche ne sont pas contemporaines. Elles se groupent en systèmes d'âges différents, dont les plus anciens sont soit obliérés par des filons, soit altérés. Les diaclasses ne comportent que de faibles rejets.

Les *failles* sont des surfaces de rupture d'une ampleur considérable bordant les grands effondrements de la croûte terrestre. Les failles comportent d'importants rejets.

Les *broyages* affectent les zones voisines des failles, ou celles dont la densité de diaclasses est maximum. L'intensité des broyages peut comporter les degrés les plus divers.

Les accidents se multiplient au voisinage de la surface : *balancement des têtes de couche, glissements de terrains, dolines et cavernes, etc...*

RÉSUMÉ

Les roches sont affectées de discontinuités à l'échelle cristalline d'une part, à grande échelle d'autre part : clivages, structure, stratification, schistosité, fractures. Certaines de ces discontinuités peuvent faire l'objet de relevés. Il est possible de tirer de ceux-ci, pour les problèmes les plus communs, c'est-à-dire pour ceux faisant intervenir les déformations de glissement, une utilisation soit directe, soit indirecte. Lorsque l'on peut établir, à partir des relevés de fragmentation la courbe intrinsèque du matériau ou mieux la surface caractéristique, l'utilisation indirecte se fait par l'intermédiaire de cette courbe ou de cette surface, laquelle tient compte des anisotropies de la roche. Mais en fin de compte, il suffit pratiquement, dans la plupart des problèmes concrets, de remplacer courbe ou surface par une cohésion et par un angle de frottement convenablement choisis.

SUMMARY

Discontinuity in rock formations is found at the crystalline scale as well as on a larger scale in cleavage, structure, stratification, schistosity, fractures. Certain of these discontinuities may be systematically recorded. These measurements may be directly or indirectly utilized for the solution of commonly encountered problems where deformation results from slipping. Indirect application of the data is possible in cases where a Mohr's curve or, better yet, the characteristic surface of the rock can be determined from fragmentation measurements taking the anisotropism of the rock into account. For the solution of most practical problems, however, the curve or surface may be replaced by a suitably determined cohesion factor or angle of internal friction.

Les conséquences de la fragmentation naturelle

La fragmentation à *petite échelle* influe considérablement sur la résistance à la traction des matériaux qu'elle affecte. Elle conditionne donc largement la résistance à l'écrasement. Elle a également une grande influence sur la déformation plastique des roches soumises à étreinte. Cette déformation plastique résulte en effet, pour une grande part, de micro-ruptures, notamment intergranulaires.

La fragmentation à *grande échelle*, et plus spécialement la fracturation par diaclases, est responsable des déformations de glissement mécanique. Ces déformations, particulièrement fréquentes au voisinage des surfaces libres, interviennent chaque fois que les forces tangentielles sur un plan de cassure dominent les forces de frottement.

Les relevés de la fragmentation

La fragmentation peut faire, dans certains cas favorables l'objet de relevés. La méthode pratique est celle mise au point par Bruno Sanders, applicable à toutes les études de structure des polycristallins. Elle consiste, à l'intérieur d'un volume donné, à définir l'inclinaison de chaque plan de discontinuité par le report de la direction de sa normale sur le canevas de Wulf. Sur ce canevas, chaque plan est représenté par un point (fig. 1). Si l'on ne peut, en raison de leur nombre, représenter tous les points effectifs, on les remplace par des zones d'égale densité individualisées à l'aide de hachures.

Cette technique est utilisable dans les roches grenues, pour lesquelles elle permet l'étude des axes des grains, et par suite des textures. Elle est également utilisable pour toutes les roches à diaclases franches. Mais elle ne s'applique pas aux broyages. De toute façon, elle réclame un très gros travail sur le terrain.

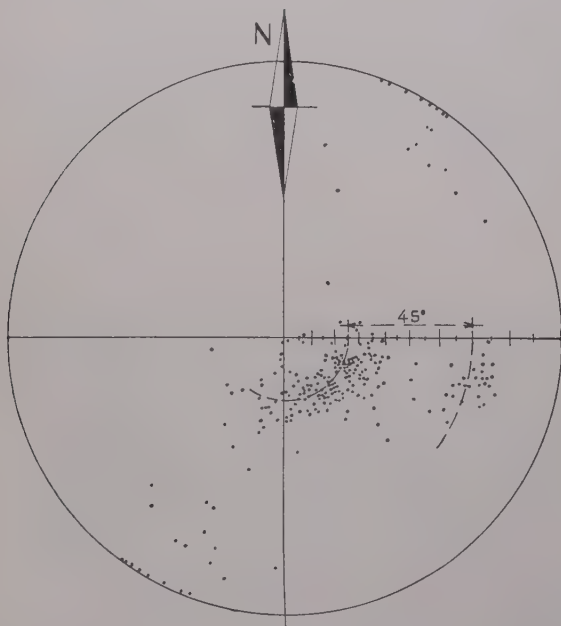


FIG. 1. — Graphique de fréquence de diaclases.
Calcaire du Lias. Relevé de M. Bordet.

Pour les grandes cassures (failles) on se contente de relevés cartographiques.

On peut aussi effectuer une reconnaissance globale de la fissuration au moyen des méthodes géophysiques.

L'utilisation des relevés de fragmentation

Les relevés de fragmentation peuvent faire l'objet d'une utilisation directe, ou d'une utilisation indirecte. Ils peuvent s'appliquer à une zone très localisée, ou rassembler les résultats d'un vaste ensemble de mesures. Selon les besoins, il faudra faire appel à l'un ou l'autre type de relevé.

Comme exemple d'*utilisation directe*, prenons un relevé de diaclases obtenu dans un souterrain. Nous y remarquons, dans tous les cas, un certain groupement des diaclases en plusieurs systèmes distincts. Nous pouvons supposer que la roche présente une résistance maximum au glissement lorsque la direction de la plus grande compression est voisine de la direction moyenne des normales aux diaclases. La zone du graphique de Wulf de densité maximum donne une idée assez nette de cette direction.

On peut préciser l'étude du risque de glissement sur les plans de discontinuité de la roche. Prenant pour axe les directions normales à chaque diaclase, et pour ouverture au sommet un angle φ donné, supposé égal à l'angle de frottement de la roche sur elle-même, on peut construire des cônes représentés sur le canevas de Wulf par des cercles (fig. 2).

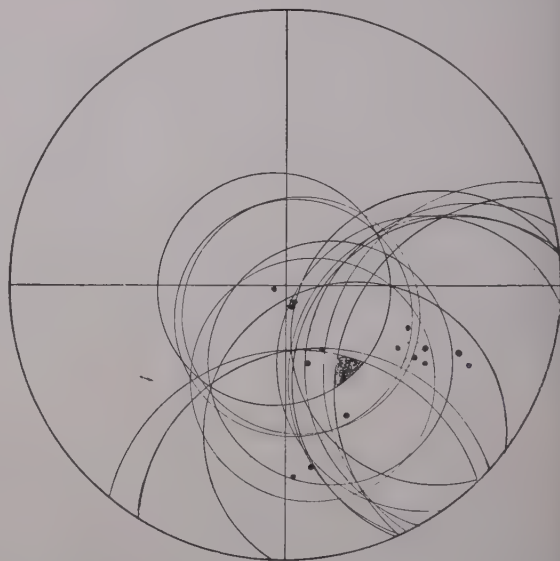


FIG. 2.

Si ces cônes ont une zone commune, celle-ci définit les directions excluant le risque de glissement. Si ces cônes n'ont pas de zone commune, on peut l'obtenir en agrandissant, d'une quantité β , l'angle au sommet de chacun des cônes. L'équilibre de la roche sera réalisé si, sur les faces latérales du bloc considéré, les étreintes σ_3 et σ_2 répondent à la relation théorique :

$$\sigma_3 \cos \beta \sin (\varphi - \beta) + \sigma_2 \sin \beta \cos (\varphi - \beta) + c \cos \varphi - u \sin \varphi \geq 0$$

ec :

- σ_2, σ_3 = contraintes principales,
 φ = angle de frottement interne de la roche,
 β = angle déterminé sur le diagramme de Wulf,
 c = cohésion de la roche,
 u = pression interstitielle moyenne.

Le relevé de diaclases permet donc d'établir, pour un bloc de roche donné, une formule de fretage, relativement approchée, tenant compte du mieux qu'il est possible de l'hétérogénéité réelle.

En supposant que l'influence des anomalies locales soit négligeable, les relevés peuvent servir, de même, à définir les directions de déformabilité maximum ou minimum, ou la direction de circulation en grand la plus étanche. Mais il est en évidence que les résultats ne peuvent, dans de telles applications, être considérés comme précis.

Dans l'utilisation indirecte, on cherche, au moyen des relevés de fragmentation, à construire la surface caractéristique de von Mises relative au bloc de roche étudié. Pour cela, il est nécessaire de connaître, au moins approximativement, la direction des contraintes principales que doit supporter le massif, tout au moins lorsque le danger de rupture est le plus grand.

Supposons que cette direction soit connue. Nous l'adoptons comme direction de référence. Des essais sur échantillon peuvent permettre une estimation de l'angle φ . La cohésion c , pour toutes les cassures franches, est considérée comme nulle. Pour chaque direction de diaclase, il est donc possible d'établir une surface caractéristique telle que la représente la figure 3, et qui est essentiellement constituée par un dièdre (cas particulier) ou par un cône oblique (cas général). L'enveloppe de toutes les surfaces que l'on peut ainsi construire pour chaque direction de diaclases représente la surface caractéristique relative au bloc fissuré. D'après le critère de von Mises, il suffit, pour que soit réalisé l'équilibre, que la résultante des trois contraintes principales, reportées dans le plan de figure

sur les axes à 120° , reste contenue dans le volume délimité par la surface caractéristique que l'on vient de définir.

Il est facile de tenir compte de la pression interstitielle u , si elle est isotrope, en attribuant à la roche un déficit de cohésion égal à $u \sin \varphi$.

Équilibre et déformations

Les problèmes pratiques, en général, comportent la prévision, soit des déformations du terrain sous des charges connues, soit des conditions nécessaires à son équilibre. La surface caractéristique permet une réponse immédiate aux problèmes d'équilibre. Elle fournit aussi des données utiles, quoique partielles, sur l'ampleur des déformations.

Les relevés de diaclases, dans une certaine mesure, mettent en évidence les directions de compressibilité maximum. Toutefois, la mesure directe seule peut donner la valeur absolue des déformabilités : déformabilité réversible, dite élastique, ou déformabilité sous rupture (de glissement).

La surface caractéristique permet de préciser les conditions du passage de la première déformabilité à la seconde. Ce passage dépend de la distribution de la fissuration. Le terrain, en ce qui concerne les déformations sous les charges moyennes, apparaîtra donc toujours particulièrement anisotrope.

L'hétérogénéité des roches aux pressions élevées

Pour les efforts modérés conduisant à des remaniements de glissement, l'hétérogénéité se traduit par la forme dissymétrique de la surface caractéristique. Cette dissymétrie est d'autant plus accusée que les directions de clivage ou de fractures sont moins dispersées.

Pour les roches broyées, un relevé de fracturation, dans l'état actuel de la technique, n'est pas toujours possible. On peut supposer, lorsque la multiplicité des discontinuités est extrême, que leur répartition s'en trouve uniforme. Dans ce cas, la surface caractéristique, dans sa partie relative au remaniement par glissement, tend à devenir une surface de révolution. Elle peut être remplacée pratiquement par une simple courbe intrinsèque.

Lorsque la résistance à l'écrasement peut intervenir, en raison de la grandeur des forces subies par le massif, il faut faire appel à des mesures sur échantillon, afin de déterminer avec précision l'effet de l'anisotropie de la roche.

Lorsque, pour les très fortes pressions, un remaniement plastique est à craindre, c'est la fissuration à petite échelle qui intervient. A ce jour, on s'est assez peu soucié de savoir comment. Aussi ne disposons-nous, pour les roches anisotropes, d'aucune expérience dans la détermination de la partie de la surface caractéristique concernant le remaniement plastique. Mais il ne paraît nullement impossible de l'acquiescer si cela était nécessaire. Préalablement, le remaniement plastique inadmissible (ou limite) devrait être défini sans ambiguïté.

Hétérogénéité réelle et isotropie pratique

La surface caractéristique résultante est respectivement l'enveloppe des surfaces relatives au glissement, à l'écrasement et au remaniement plastique. Les hétérogénéités qui jouent pour chaque type de rupture ne sont pas nécessairement orientées de même façon. On peut donc supposer que la surface résultante n'aura, en aucun cas, une forme régulière. Bien plus, cette forme variera considérablement d'un bloc de rocher à un autre.

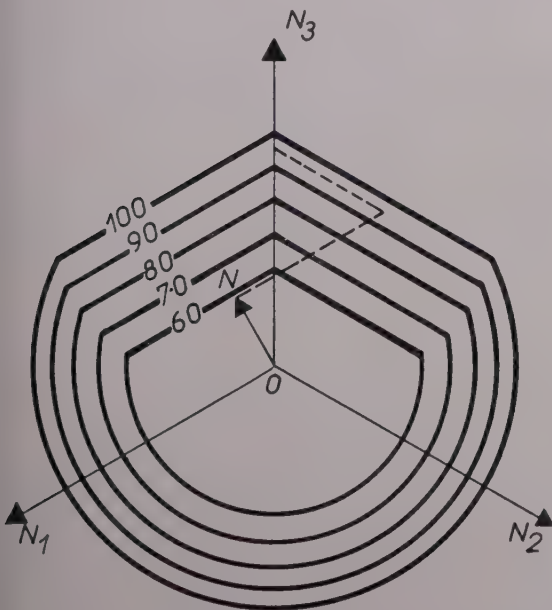


FIG. 3.

Pour la prévision des déformations, ces variations auront une importance considérable, et il faudra en tenir compte dans toute la mesure du possible. Pour la détermination des conditions assurant l'équilibre, une telle précision n'est plus nécessaire. Aussi peut-on envisager, pour la commodité des applications, de remplacer la surface caractéristique *effective* par la surface caractéristique *pratique* qui serait l'enveloppe des diverses surfaces caractéristiques établies pour chaque bloc de roche étudié dans le site du chantier. Pour la troisième fois, nous sommes amenés à remplacer les surfaces effectives par leur enveloppe. On peut songer, pour en terminer une fois pour toutes avec ces opérations, à remplacer cette dernière enveloppe par la surface de révolution qui s'inscrit à son intérieur, et à revenir, par ce biais, à une simple courbe intrinsèque. Pour un domaine limité d'applications, on peut schématiser cette dernière par une cohésion c et par un angle de glissement interne ϕ . L'étude détaillée des propriétés mécaniques des roches nous ramène ainsi aux usages de la mécanique des sols. Bien entendu, les paramètres ϕ et c seront variables avec la pression moyenne $1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ et ils ne peuvent avoir

aucun rapport avec la cohésion des sols ou leur angle de frottement interne.

CONCLUSION ET RÉSUMÉ

Il est possible de tenir compte de la fragmentation naturelle des roches. Aux faibles pressions, tout particulièrement, le réseau des diaclases, dont l'importance est alors primordial, peut faire dans certains cas l'objet de relevés, lesquels peuvent permettre une détermination relativement approchée d'une surface caractéristique.

Cette surface donne une réponse partielle aux problèmes comportant la prévision des déformations du terrain, et une réponse directe à ceux demandant la détermination des conditions d'équilibre du terrain. Dans ce dernier cas, il semble même qu'on puisse, par un accroissement arbitraire du coefficient de sécurité, définir une courbe intrinsèque pratique laquelle se résumerait, pour des applications bien définies, par une cohésion c et par un angle de frottement interne ϕ .

BIBLIOGRAPHIE

- LAZAREVITCH (D.), KUJUNDZIC (B.). — Mechanical Characteristics of Mountain Masses. — *Y. S. of Soil Mech.* 1954.
 MAYER (A.). — Les propriétés mécaniques des roches. — *Géotechnique*, déc. 1953.
 SANDERS (B.). — *Gefügekund der Gesteine*. — J. Springer. — Wien, 1950.
 TALOBRE (J.). — *La Mécanique des roches*. — Dunod, Paris, 1957.

M. le Président. — Je remercie M. Talobre de cette conférence très intéressante; il est certain que ces observations accumulées patiemment et interprétées ingénieusement sur l'hétérogénéité des roches seront extrêmement fécondes pour toutes les études que nous aurons à faire dans les travaux souterrains et certainement on en entendra parler de nouveau.

Nous allons demander maintenant à M. Habib de nous présenter sa conférence.

M. Habib. — L'exposé que je vais vous présenter se singularise par rapport aux exposés présentés précédemment en ce sens que les pressions auxquelles nous aurons affaire sont des contraintes faibles s'exerçant sur un matériau particulièrement tendre puisqu'il s'agit d'une étude qui a été faite pour reconnaître la stabilité d'une carrière de craie de la région parisienne, carrière où l'on produit le blanc de Meudon.

Pressions et mouvements des terrains

MESURES DE CONTRAINTES DANS LES PILIERS

D'UNE CARRIÈRE DE CRAIE

par **M. P. HABIB**

Ancien élève de l'École Polytechnique

Chef de section au Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment
et des Travaux Publics

INTRODUCTION

La carrière de Louveciennes est une exploitation ancienne en activité partielle. C'est dans la partie du gisement déjà exploitée avant 1940 que nos essais ont été réalisés.

La Société « Le Blanc Minéral » exploite à Louveciennes une couche de craie utilisée comme charge. Cette charge doit être rigoureusement blanche; il faut pour cela qu'elle soit complètement à l'abri des infiltrations qui pourraient entraîner des éléments colorés; il en est ainsi lorsqu'une couche d'argile protège l'exploitation de craie en arrêtant les infiltrations. C'est le cas de la carrière de Louveciennes : les galeries sont sèches, sans infiltration d'eau.

L'exploitation se fait par galeries de 4 m de largeur séparant des piliers de dimensions variables, de 8 à 20 m de côté en fonction de l'épaisseur du recouvrement, de la qualité de la craie ou des prescriptions administratives.

Il y a plusieurs années, un accident s'est produit : un grand pilier, recoupé en quatre en vue de l'exploitation, s'est écrasé sous le poids des terres, un fontis est apparu au jour, la couche d'argile a été percée, et des eaux se sont écoulées dans la

carrière; à l'heure actuelle, elles sont parfaitement canalisées et rejetées à l'extérieur. L'accident n'en a pas moins permis d'apprécier le coefficient de sécurité de l'exploitation.

Le but des essais que nous avons effectués était de reconnaître la nature et le comportement mécanique des piliers, par une analyse des contraintes in-situ. Les mesures de contraintes étaient faites par la méthode du vérin plat.

A cet effet, on a implanté sur une paroi soumise à des contraintes uniformes une série d'extensomètres, afin de repérer un état initial. Puis une fente perpendiculaire à la direction principale des contraintes a été réalisée dans la paroi, ce qui a provoqué une détente de la roche et détruit l'état initial mesuré par les comparateurs. Un vérin plat a été alors introduit dans la fente; on l'a scellé et mis en pression jusqu'à ce que les contraintes produites dans la masse par le gonflement du vérin plat aient annulé les déformations provoquées par la réalisation du logement de celui-ci. La pression dans le vérin est alors égale à la contrainte qui régnait dans la roche avant l'essai.

I. — CHOIX DES EMPLACEMENTS D'ESSAIS ET RÉSULTATS

Les essais ont été répétés deux fois pour trois groupes d'essais. La concordance entre les moyennes s'est avérée satisfaisante. Les emplacements des essais sont indiqués sur la figure 1.

Les essais 1 et 2 ont été effectués dans une zone de petits piliers carrés de 8 m de côté; le recouvrement était de 30 m. Ces piliers sont entourés de piliers de mêmes dimensions, ce qui permet de penser qu'ils sont pratiquement tous dans le même état de contrainte.

RÉSUMÉ

L'auteur décrit une application de la méthode du vérin plat à la mesure des contraintes dans les piliers d'une carrière de craie. Les essais ont permis de voir l'influence de l'épaisseur du recouvrement et ont montré qu'une accommodation de la roche en surface permettait un report des contraintes vers l'intérieur des piliers. On en conclut la stabilité de la carrière et ceci est vérifié par l'écoute des bruits qui précèdent la rupture, au moyen de capteurs acoustiques.

SUMMARY

The author describes a method for measuring stresses in the pillars of a chalk mine by the use of a flat jack. Tests showed the influence exerted by the thickness of the overburden and demonstrated that the weight of the overburden diminished the compressive strength at the surface of the pillars and that the stresses were shifted toward the center. The stability of the mine was established and checked by recording the sounds preceding rupture at the interior of the pillars by a receiving apparatus.

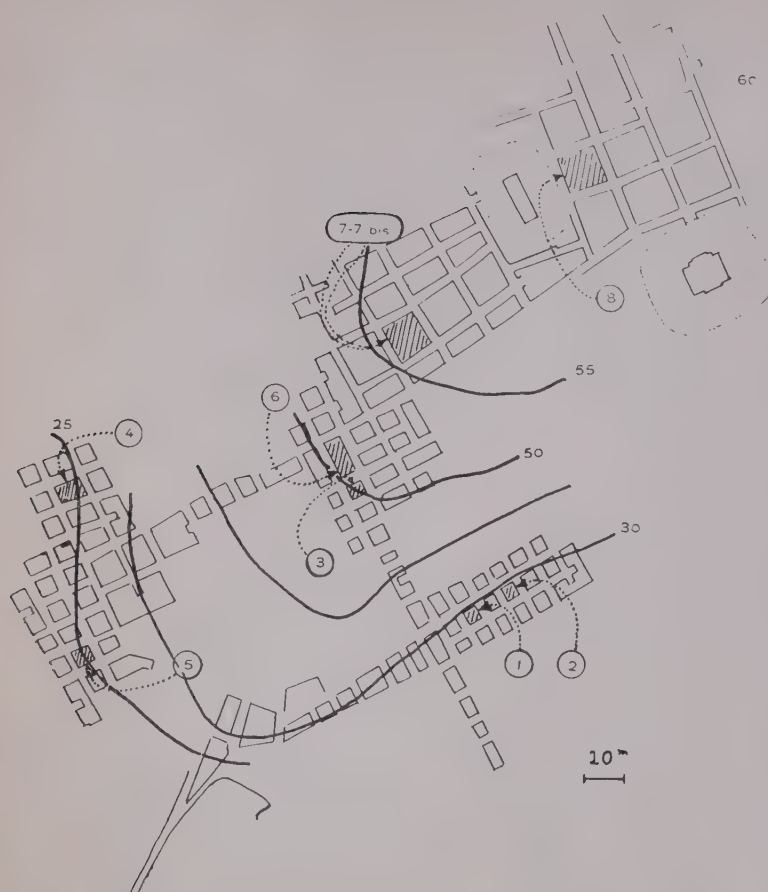


FIG. 1. — Carrière de Louveciennes. — Plan des emplacements des essais de vérin plat.

L'essai 3 a été réalisé sur un pilier de mêmes dimensions que celles des essais 1 et 2. Le recouvrement était de 50 m au lieu de 30.

Les essais 4 et 5 ont été faits sur deux piliers de dimensions moyennes, piliers carrés de 10 m de côté ; le recouvrement était de 25 m.

L'ensemble de ces trois premiers groupes d'essais permet une comparaison entre les différentes zones.

Les essais 7 et 8 ont été pratiqués sur des grands piliers carrés de 20 m de côté.

Les essais 6 et 7 bis ont été exécutés au fond de deux niches creusées dans la craie. La niche de l'essai 6 a été creusée dans un pilier immédiatement voisin de celui où a été effectué l'essai 3. Celle de l'essai 7 bis a été creusée à l'emplacement même où avait été fait l'essai en surface n° 7.

Le tableau ci-dessus résume les résultats obtenus. Les trois premières colonnes indiquent les pressions dans le vérin plat provoquant l'annulation des déformations sur chacune des trois bases de mesures choisies. En principe, ces valeurs devraient être égales. L'expérience donne donc une dispersion non négligeable. Par suite, il semble assez aventureux de prendre une valeur moyenne de ces trois mesures ; c'est cependant ce que nous avons fait dans la colonne 4. La suite de ce rapport justifiera cette façon de procéder, mais ceci indique déjà que les pressions moyennes trouvées représentent simplement un ordre de grandeur.

La cinquième colonne indique l'épaisseur du recouvrement au droit de l'essai. La sixième colonne correspond à la contrainte théorique due au poids des terres supposé réparti uniformément à l'intérieur du pilier. Cette contrainte est calculée en fonction de la hauteur de recouvrement H , donnée par le plan, du côté des piliers carrés L , et de la largeur des galeries I .

Nous avons choisi pour la densité du sol $d_h = 2$, ce qui est arbitraire mais vraisemblable.

Ce calcul est valable si chaque pilier est entouré de piliers identiques, de façon à former un quadrillage régulier ; sinon une correction doit être faite (essai 6).

Enfin, la dernière colonne indique la pression dans le vérin qui provoque la rupture du logement du vérin plat. Cette rup-

Louveciennes

Essais	Pressions d'annulation des déformations en kg/cm ²			Pressions moyennes	Hauteurs de recouv.	Contraintes théoriques dans piliers	Pressions de rupture
	base 1-2	base 2-3	base 3-4				
N°				kg/cm ²	m	kg/cm ²	kg/cm ²
1	8	—	3	5	30	13,5	14
2	5	3	4	4	30	13,5	8
3	3	7	10	7	50	22,5	18
4	—	8	2	5	25	10	21
5	2	6	9	6	25	10	17
6 (niche)	12	22	16	17	50	18 à 20 (pilier rectangulaire)	33
7	7	5	4	5	55	15,5	14
7 bis (niche)	8	15	8	10	55	15,5	42
8	7	10	3	7	58	16,5	21

ure apparaît comme l'éclatement d'une écaille ou d'un coin en surface du pilier. C'est un essai facile à faire et qui aide au dégagement du vérin plat après l'essai. Il a l'avantage de donner une valeur de la résistance de la craie à l'emplacement même de l'essai. La pression de rupture ainsi mesurée n'est

toutefois pas identique à la résistance en compression simple, à cause du frettage des parois. Il faut la considérer comme une mesure de la qualité mécanique de la craie en place. On peut simplement dire que cette pression est d'autant plus élevée que la résistance à la compression simple de la craie est forte.

II. — INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

D'une façon très générale, les contraintes mesurées sont très inférieures aux contraintes théoriques prévues. Ce résultat permet de suivre le comportement des piliers.

Les couches supérieures reportent leurs charges sur les piliers par l'intermédiaire d'une couche de craie rigide de 1 m laissée au toit et formant voûte. En principe, si le matériau a un comportement élastique, la contrainte doit être plus grande en surface. Les contraintes mesurées en surface dans la carrière de Louveciennes ne sont pas supérieures ni même égales au poids des terres. Il en résulte donc que les piliers sous la charge ont subi une accommodation. La roche en surface a été obligée de se comprimer et s'est plus ou moins désorganisée sous l'effet des charges. Par suite, sa résistance à la compression a diminué, et les contraintes se sont reportées vers l'intérieur du pilier. Il est d'ailleurs possible que cette accommodation ait été favorisée par les ébranlements des coups de mines. De toutes façons, le mécanisme de l'accommodation ne nous intéresse guère puisque nous sommes en présence d'un état irréversible. En définitive, l'accommodation se traduit par une fracturation de la roche en surface (parfois visible sous forme de fines fissures, parfois invisible) qui entraîne une diminution de la résistance et provoque le transfert des contraintes vers l'intérieur des piliers.

Dans ces conditions, nous interprétons les résultats des essais de la façon suivante :

Essais 1 et 2. — La contrainte mesurée est largement plus faible que la contrainte théorique. La résistance de la craie est faible.

Essai 3. — L'augmentation de la pression moyenne cadre à peu près avec la théorie, mais sa valeur absolue est très inférieure à la charge théorique. La résistance de la craie est supérieure à celle trouvée lors des essais 1 et 2.

Essais 4 et 5. — Par rapport aux essais 1 et 2, on constate que malgré un recouvrement plus faible et des piliers plus grands, c'est-à-dire, malgré une contrainte théorique plus faible, la contrainte en paroi est plus élevée, ainsi que la résistance. Il semble donc que l'accommodation ait été moins importante aux emplacements des essais 4 et 5 qu'à ceux des essais 1 et 2.

Essai 6. — Puisque la contrainte à la surface des piliers est faible, et puisque le pilier doit malgré tout supporter le poids des terres, les contraintes internes doivent être plus élevées. C'est ce que nous avons cherché à vérifier par des essais au fond d'une niche. Pour éviter que la présence d'une niche ne perturbe la distribution des contraintes, on est obligé de la faire d'assez grandes dimensions. C'était là le but de l'essai 6. Les dimensions de la niche étaient :

- Hauteur : 1,20 m.
- Largeur : 0,90 m.
- Profondeur : 0,70 m.

Cette niche était creusée 35 cm au-dessus du niveau du sol.

Le résultat de l'essai prouve que la contrainte à l'intérieur est élevée, presque égale à la contrainte théorique, et la résistance de la craie sensiblement plus forte qu'en surface.

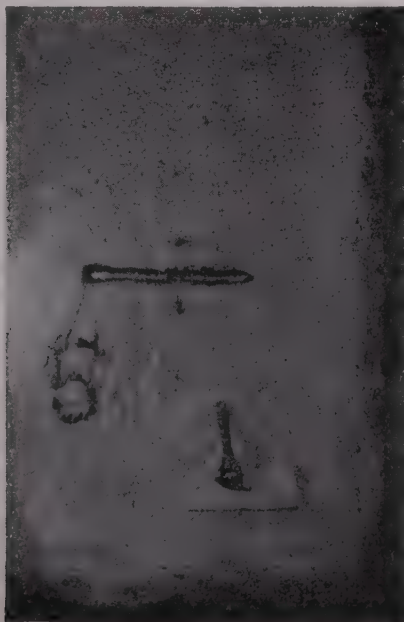


FIG. 2. — Le vérin plat dans son logement.

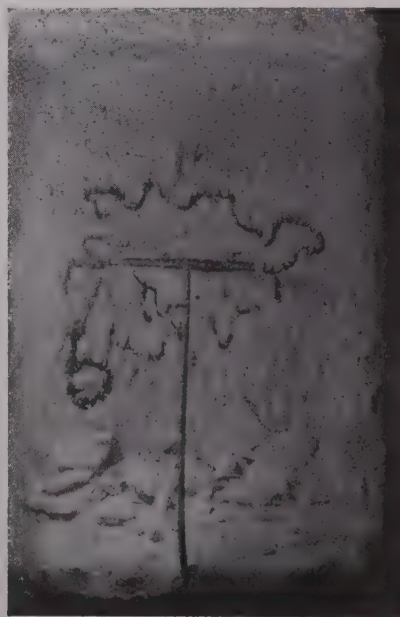


FIG. 3. — La rupture effectuée après l'essai.

Essais 7 et 8. — Ces essais ont été effectués en surface, sur deux grands piliers. La pression moyenne est largement plus faible que la contrainte théorique, et la résistance de la craie nettement supérieure à celle des essais 1 et 2.

Essai 7 bis. — Cet essai a été réalisé au fond d'une niche de mêmes dimensions que celles de l'essai 6 : la contrainte mesurée est plus élevée qu'en surface, sans toutefois atteindre la pression théorique. La résistance de la craie est très élevée.

L'ensemble de ces essais conduit à l'interprétation suivante :

1° Zone des petits piliers (8 m × 8 m)

La charge supportée par la craie dans cette zone est faible, comprise entre 4 et 7 kg/cm², très inférieure à la charge théorique moyenne du pilier. De ce fait, la partie centrale des piliers se trouve surchargée. Du fait du fretage, cette surcharge peut être supportée sans difficulté comme le démontre le bon état de la carrière. Elle n'en est pas moins assez importante. Elle se calcule aisément en déterminant :

— la charge totale imposée aux piliers, soit 8 640 t :

— la charge supportée par la zone extérieure de 1 m de largeur d'après les essais dans les niches telle qu'elle a été mesurée par les essais, soit 1 400 t ;

— la surface centrale des piliers après suppression de la bande de 1 m de large en surface, soit 36 m².

La pression moyenne sur le noyau du pilier est alors :

$$\frac{8\,640 - 1\,400 \text{ t/m}^2}{36} = 200 \text{ t/m}^2$$

soit 20 kg/cm² environ.

Cette charge est supérieure à la résistance à la rupture de la craie de la bande extérieure. Le fait qu'à 1 m de profondeur on ait trouvé des résistances à la rupture de 33 et 42 kg/cm², montre pourquoi la carrière tient. La décompression de la craie en surface fait apparaître que la sécurité n'est pas considérable.

2° Zone des piliers moyens (10 m × 10 m)

La comparaison des résultats obtenus sur les piliers moyens et petits montre que la désorganisation de la craie en surface, qui se traduit par la pression de rupture, est moindre pour les piliers moyens que pour les petits. Le même calcul que ci-dessus montre qu'en tenant compte d'une charge de 5 kg/cm² sur la bande périphérique de 1 m de large, la charge moyenne sur le noyau central est de 16 kg/cm², c'est-à-dire qu'elle est nettement inférieure même à la pression de rupture de la craie en surface. Par rapport aux valeurs trouvées dans les essais dans les niches, on voit que le coefficient de sécurité est supérieur à 2.

3° Zone des grands piliers (20 m × 20 m)

La comparaison avec les petits piliers montre que, comme pour les piliers moyens, malgré l'accommodation superficielle, qui a reporté les charges vers l'intérieur, la résistance de la craie est nettement supérieure, même en surface, à ce qu'elle était dans le cas des petits piliers.

Le même calcul que précédemment montre qu'en tenant compte de la hauteur du recouvrement de 50 m, la charge moyenne sur le noyau central est encore de l'ordre de 16 kg/cm², c'est-à-dire que le coefficient de sécurité, par rapport à la résistance de la craie au fond des niches, est de l'ordre de 2.

III. — ÉTUDE DE LA STABILITÉ PAR ÉCOUTE MICRO-SISMIQUE

L'observation de la carrière ainsi que les résultats des essais de vérin plat montrent que l'exploitation est stable. Cependant, le report des contraintes vers l'intérieur des piliers ne peut se produire que par une accommodation de la craie. Nous avons cherché à mettre en évidence cette accommodation par l'écoute systématique des bruits à l'intérieur des piliers.

On sait, en effet, que lorsqu'une roche ou un béton sont mis en charge, il se produit, bien avant la rupture, une microfissuration qui se traduit par des craquements que l'on peut déceler avec des capteurs suffisamment sensibles. On pouvait espérer déceler le transfert des contraintes vers l'intérieur des piliers par cette méthode et mettre ainsi en évidence une éventuelle instabilité.

L'auscultation consiste à compter le nombre de craquements et à suivre l'évolution de la stabilité par l'étude du niveau des bruits. Cette méthode a été utilisée et développée par F.-J. Crandell, de la *Liberty Mutual Insurance Company*, pour évaluer la sécurité des exploitations souterraines : il paraissait tout indiqué de faire un essai de cette nature dans la carrière de Louveciennes.

L'investigation a été faite aux emplacements des essais de vérins plats et dans la partie en exploitation de la carrière, par l'observation visuelle d'un oscillographe qui reproduisait, après amplification, les indications des capteurs de vibrations fixés sur des broches métalliques placées dans la craie.

Malgré un amortissement important des vibrations dans la craie humide, le matériel utilisé permettait de déceler des ébranlements lointains faibles ; on pouvait voir sur l'oscillographe des bruits parasites provenant de vibrations extérieures à la carrière ou dues à l'exploitation de la craie (roulement d'un wagonnet, pas des ouvriers, chocs d'outils, etc.).

Après trois jours d'observations, un seul craquement a été décelé 55 secondes après un tir de mines, montrant d'une part, que le matériel était adapté aux mesures envisagées, et, d'autre part, que le niveau des bruits dans la craie était insignifiant.

Ces observations associées aux essais de vérins plats permettent de confirmer la stabilité de l'exploitation de la carrière de Louveciennes.

M. le Président. — Je remercie M. Habib de sa conférence et j'invite ceux d'entre vous qui ont des questions à lui poser à le faire.

DISCUSSION

M. MAYER. — Je voudrais simplement attirer l'attention sur l'intérêt de ces mesures de contraintes au voisinage des parois, comparées aux mesures de contraintes à l'intérieur du massif. Elles se rapprochent beaucoup des résultats qu'a présentés tout à l'heure M. Tincelin lorsqu'il nous a montré une courbe à deux bosses pour les contraintes à l'intérieur d'un pilier de minerai de fer. Qu'est-ce que cela montre ? Supposons que nous ayons affaire à un matériau élastique ; au voisinage des vides nous n'aurions pas une réduction mais une augmentation des contraintes. Les contraintes seraient en gros, deux fois ce qu'elles sont dans le centre du massif.

Or, là, au contraire, elles sont nettement plus faibles, c'est-à-dire, comme le disait M. Habib tout à l'heure, que le matériau se comporte d'une façon quasi plastique.

C'est là un fait tout à fait général et je voudrais donner un exemple de l'intérêt de cette constatation. Nous avons été interrogés par des représentants de mines d'Afrique du Sud, à la suite d'accidents, de projections de blocs sous l'effet de la pression. La question se posait : comment peut-on éviter ces projections de blocs ? Nous avons pensé que l'on pouvait appliquer les résultats obtenus à Louveciennes. Nous leur avons indiqué qu'il semblait possible de réduire le danger de projection en obtenant au voisinage des vides une fissuration artificielle qui repousserait à l'intérieur du massif, les zones de hautes pressions. Les mines en question ont en effet 2 500 m de profondeur. Si les pressions au voisinage des vides devaient se calculer comme si le matériau était élastique, on aurait au voisinage des vides des pressions voisines de 1 000 kg/cm². c'est-à-dire qu'aucune roche ne pourrait supporter.

Si, au moment des tirs, on fissure le massif à l'avancement, par exemple, en prolongeant trois ou quatre trous à 6 m de profondeur, sur les douze trous de 3 m de profondeur pratiqués pour l'abatage, on permet au massif de se comporter, non plus de façon élastique, mais de façon quasi plastique, comme notre craie de Louveciennes et les contraintes importantes sont repoussées en profondeur.

C'est cette décompression au voisinage des tailles qui a été conseillée à nos amis d'Afrique du Sud et nous avons eu la très grande satisfaction, après un an, d'apprendre que partout où on l'avait essayée, la fréquence des accidents avait diminué de moitié. Si on ne peut pas encore dire que cette méthode a donné des résultats définitifs, ils étaient suffisants pour qu'elle fût poursuivie.

Je voulais simplement signaler comment des expériences faites à 50 m de profondeur ont trouvé une application à 2 500 m.

M. BERTHIER. — Je voudrais dire un mot au sujet des méthodes d'auscultation. Je les connais bien puisque je crois en être l'initiateur. Je m'en suis servi et j'ai publié une étude à ce sujet, il y a au moins une dizaine d'années, pour les essais de béton. En réalité, ces méthodes donnent des résultats sous certaines conditions. Si, dans certains cas, les expérimentateurs n'ont rien entendu, c'est souvent, je pense, parce qu'ils n'ont pas su s'y prendre. En réalité, quand on met un microphone (car il ne s'agit pas d'un capteur, il faut un microphone) contre un bloc de pierre on entend toutes sortes de choses et on entend surtout les répercussions de bruits extérieurs.

Quand on ausculte un bloc de béton sous une presse, on entend les gens qui parlent autour, mais on n'entend pas les craquements. Pour les entendre (ils se produisent d'ailleurs quasiment in extemis) il faut installer un filtre de fréquences.

Il faut, en quelque sorte, analyser le spectre de fréquence des bruits de la matière dont on se sert, et on peut dire que chaque matière a un spectre de fréquences de craquements qui n'est pas extrêmement étendu. Je ne dirai pas dans quel ordre de grandeur

de fréquences il se trouve, c'est plutôt dans l'aigu, mais il est particulier à chaque matière.

Si on écrase un calcaire ou si on écrase un granit on n'a pas du tout la même réponse auditive ou, si vous voulez, on n'a pas la même courbe en fonction de la fréquence.

Pour analyser approximativement ce spectre de fréquences on installe un filtre de fréquences qui permet de passer la bande de ce spectre par l'amplificateur et d'amplifier uniquement ce qui concerne les craquements et non pas ce qui concerne les bruits extérieurs parasites. Moyennant quoi on peut amplifier beaucoup en prenant les précautions classiques pour éviter l'amorçage du microphone, ce qui est la pierre d'achoppement. On arrive ainsi à isoler véritablement les craquements et à entendre des bruits prémoniteurs qui commencent quelquefois très tôt.

Maintenant, comme le disait M. Habib, c'est en réalité un comptage de bruits qu'il faut faire plutôt qu'un enregistrement volumétrique. Il faut compter les craquements et les additionner par des moyens électroniques, ce qui n'est pas difficile aujourd'hui, et je crois qu'en réalité cette méthode marche très bien.

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie M. Berthier de son intervention intéressante.

M. BOLLO. — Je me suis occupé avec M. Habib de la question de l'écoute. Je suppose que M. Habib n'a pas voulu détailler tous les procédés opératoires parce que c'est un peu long à faire. Naturellement on a employé des filtres pour isoler les microphones ; ceux-ci amplifiaient certaines fréquences et n'étaient pas des microphones ordinaires.

D'autre part, on a fait des écoutes pendant les arrêts du travail pour séparer les bruits effectivement dus au rocher de ceux produits par le compresseur, par les perforatrices, par les poids lourds qui passaient sur la route, finalement on a fini par travailler le dimanche ; on a eu des moments d'arrêt total pendant lesquels on pouvait observer.

Il y a un petit point sur lequel je diffère d'opinion avec M. Berthier, c'est que vraiment les fréquences dans le cas de la craie n'étaient pas tellement hautes et ne dépassaient pas vraiment les fréquences soniques.

M. BERTHIER. — Je ne dis pas qu'elles sont toujours très hautes, je dis qu'il y a des cas où on a des fréquences élevées : 10 000 périodes pour des roches un peu dures, mais c'est extrêmement variable. En tout cas, ce qui est caractéristique, c'est qu'il faut arriver à percevoir les impulsions au moyen de l'amplificateur et que tout ce qui n'est pas impulsion ne devrait pas être enregistré.

M. BOLLO. — Dans ces cas-là on pourrait observer la fréquence et la forme des ondes, on pourrait séparer assez bien ce qui est impulsions et craquements et ce qui correspond aux bruits transmis par le sol.

M. BERTHIER. — Au moment de la rupture, il y a une espèce de bruit sourd qui ressemble au bruit d'un tremblement de terre.

M. BOLLO. — S'il y avait eu de tout petits craquements à l'écoute pendant les périodes d'essai, évidemment les bruits de fond les auraient cachés.

M. BERTHIER. — Ce qu'il y a d'intéressant dans cette méthode (je crois, moi, qu'elle est valable et qu'elle doit être poursuivie) c'est que véritablement ce qu'on enregistre est prémoniteur. Dans un essai de matériau on commence par entendre craquer ; si on sait s'y prendre on enregistre des impulsions pour des charges qui sont quelquefois le tiers de la charge de rupture, et ces impulsions se manifestent dès qu'il y a une courbure dans la courbe de charge.

M. BOLLO. — Il est vraisemblable qu'il en est de même dans les roches, mais dans ce cas-là, la roche étant assez tendre la fréquence d'ébranlement est relativement basse.

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie MM. Berthier et Bollo de leurs interventions.

Je me permets de poser une question. Je sais que ces procédés d'auscultation du toit par détection de microséismes, comme disent les Américains, sont employés dans les mines américaines mais je ne sais pas si les houillères françaises les ont employés. Je vois ici, M. Coeuillet, il pourrait peut-être nous dire ce qui a été fait dans les houillères françaises à ce sujet. Et M. Tincelin pourra nous parler de ce qui a été fait dans les mines de fer.

M. COEUILLET. — Les houillères françaises utilisent l'auscultation sonique dans un cas très particulier, celui de la détection à distance des dégagements instantanés.

Vous savez que dans les dégagements instantanés, le gros problème est le retour du personnel au chantier. Lorsqu'on a fait un tir d'ébranlement, le personnel est remonté du fond; en général le retour au chantier est une opération qui ne souffre aucune difficulté s'il n'y a pas eu dégagement instantané, qui peut être très dangereux, car des bouffées de gaz peuvent être trouvées même très loin du chantier.

Depuis quelques années, le Bassin des Cévennes utilise des géophones qui sont placés au voisinage du chantier où on va tirer et dont l'amplificateur et l'oscillographe sont placés dans le poste de tir. L'ébranlement recueilli permet, au prix d'une certaine routine, si j'ose dire, de l'opérateur, de savoir presque à coup sûr s'il y a eu ou non dégagement instantané.

En effet, l'impulsion transmise par les divers sismographes est une impulsion assez rapidement amortie s'il s'agit simplement d'ébranlement mécanique du terrain. En revanche, s'il y a dégagement de gaz et projection de charbon, on voit très nettement sur le diagramme une espèce de roulement, quelquefois très long; quelques dixièmes de seconde, ou quelques secondes, visible même à la seule observation du spot lumineux.

Je dois dire d'ailleurs que ce genre de dispositif est actuellement un peu dans une impasse, car il est très difficile de savoir utiliser autre chose que l'oscillation initiale du spot. Bien sûr, s'il y a des

périodes de calme, puis des reprises, on dispose d'un certain nombre de renseignements, mais les sismographes que nous avons trouvés sont en général très insuffisamment amortis et s'il y a deux impulsions successives, disons en quelques millisecondes, il est pratiquement impossible de les séparer l'une de l'autre, ce qui serait pourtant très important. Le problème d'amortissement des sismographes se pose donc à nous.

Il n'y a pas, à ma connaissance, dans les houillères françaises d'autre utilisation d'auscultation par le son. Par contre, dans le cas des dégagements instantanés, les Russes ont fait beaucoup de prévention en auscultant le massif au moment même où les gens y travaillent et il semble, si on en croit au moins leur littérature, que dans un certain nombre de cas la fréquence des microséismes augmente sensiblement à certains moments ce qui serait peut-être l'indication d'un dégagement instantané.

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie M. Coeuillet. M. Tincelin, avez-vous quelque chose à nous dire sur l'utilisation des géophones, ou les essais qui ont pu être faits pour les mines de fer?

M. TINCELIN. — Nous ne les avons pas utilisés dans le même domaine que celui qu'indiquait M. Habib, mais seulement pour déterminer l'intensité de l'ébranlement consécutif au tir, pour savoir si des ébranlements transmis par le tir étaient plus ou moins forts suivant qu'on employait ou non des micro-retards.

M. LE PRÉSIDENT. — Il me semble que les Américains avaient publié quelque chose sur l'emploi des géophones pour pressentir les éboulements ou les menaces d'éboulement et je croyais que vous aviez étudié la question. Cela remonterait à plusieurs années.

M. TINCELIN. — Non, nous n'avons pas fait d'essai dans ce sens-là.

M. MAYER. — Il existe en effet à ce sujet une documentation américaine et ce qu'il y a de curieux, c'est que c'est une compagnie d'assurance américaine qui poussait ces essais, en vue de déceler les chutes de blocs du toit. En fonction de la répétition des impulsions, ils déterminent le risque qu'il peut y avoir de détachement d'un bloc.

M. LE PRÉSIDENT. — Je sais que les Américains ont fait des publications sur ce sujet il y a déjà plusieurs années.

M. le Président. — Nous allons passer à la conférence de M. Kujundzic que M. Talobre a accepté de nous présenter en l'absence de son auteur.

M. Talobre. — M. Branislav Kujundzic, Ingénieur en chef à l'Institut Hydrotechnique de Belgrade, devait venir lui-même exposer sa communication. Des raisons de santé ne lui ont pas permis de le faire. A sa demande je vais résumer devant vous sa communication que vous pourrez lire in extenso dans les comptes rendus qui vous ont été remis.

Pressions et mouvements des terrains

MESURE DES CARACTÉRISTIQUES DES ROCHES EN PLACE

par M. B. KUJUNDZIC

Ingénieur en Chef à l'Institut Hydrotechnique de Belgrade

I. — INTRODUCTION

Le comportement des roches sous l'influence des charges dues aux ouvrages d'art est devenu, en Yougoslavie, après la deuxième guerre mondiale, l'objet d'études systématiques à l'occasion de l'électrification et de l'industrialisation du pays. La reconnaissance de disponibilités atteignant 50 à 60 milliards de kWh par an (en année moyenne), dont on n'utilisait que 1 % en 1939, a donné en effet un grand élan à la construction des installations hydrauliques. Parmi les nombreux problèmes posés, on a dû aborder la recherche d'une solution rationnelle pour les revêtements de galeries en charge.

La caractéristique fondamentale des tunnels en charge est que le revêtement ne supporte pas toute la pression hydrostatique, mais en transmet une partie à la roche. Le revêtement et la roche résistent ensemble à la pression interne. Cependant comme le revêtement et la roche sous l'action de la charge se déforment, le degré optimum de cette participation de la roche au support de la pression hydrostatique interne ne peut se déterminer que si l'on connaît le comportement du rocher sous la charge. L'expression la plus commode des propriétés élastoplastiques de la roche sous charge est le module d'élasticité ou le module de déformation. Partant de ce module on exécute les calculs statiques du revêtement qui, en somme, reposent sur la théorie du tube épais de Lamé.

Le problème du calcul des revêtements des galeries en charge tire son importance du grand nombre de ces galeries et de leur très grande longueur. En Yougoslavie, on a déjà construit et mis en service plus de 60 km de galeries; il y en a en construction environ 40 km, tandis que pour 30 km les pro-

jets sont en cours d'étude. Les diamètres intérieurs de ces galeries sont compris entre 2,50 m et 6 m et la pression intérieure atteint parfois 8 atm. En outre, il faut considérer que la plupart de ces galeries sont percées dans des massifs calcaires, où se posent aussi des questions d'imperméabilité, ainsi que dans des schistes qui ont, pour la plupart, de faibles valeurs de module d'élasticité.

Dans le but de connaître la résistance des roches sous l'influence de la charge, on a développé de nombreuses méthodes d'essai sur la base d'essais « in situ ».

Le développement de ces méthodes ainsi que les résultats obtenus ont permis de les appliquer à la connaissance des roches lors de la fondation des grands barrages et surtout des barrages en voûte. En Yougoslavie, au cours de la période suivant la deuxième guerre mondiale, on a construit quinze grands barrages; une dizaine d'autres sont en construction ou en cours d'étude.

L'hypothèse de l'égalité du module d'élasticité du rocher sur lequel le barrage est fondé et du barrage lui-même est aujourd'hui abandonnée et on cherche à connaître la valeur réelle du module d'élasticité de la roche. Cependant la charge relativement forte qu'un grand barrage transmet au sol ainsi que la profondeur où se fait sentir l'effet de la pression posent de nouveaux problèmes, dont celui du changement de la valeur du module de déformation en fonction de la profondeur.

La présente étude est consacrée à ces problèmes.

RÉSUMÉ

L'Institut Hydrotechnique de Belgrade effectue la mesure en place des caractéristiques des roches par diverses méthodes qui, à l'expérience, se sont révélées particulièrement pratiques.

Les vérins Freyssinet bloqués en rocher, les cavernes d'essai, les essais de cisaillement en galerie, les anneaux de charge et les mesures géophysiques sont couramment employés. Les mesures en laboratoire ne peuvent remplacer de tels essais in situ.

L'Institut Hydrotechnique a réussi d'intéressants résultats sur les terrains les plus divers en Yougoslavie. Il projette de poursuivre l'étude de l'anisotropie des roches, et notamment de leur anisotropie thermique.

SUMMARY

Various methods are employed by the Belgrade Hydro-technical Institute for in place determination of rock characteristics. These methods have proved particularly effective in practice.

Freyssinet jacks blocked against the rock surface, test chambers, gallery shear tests, load bearing tests and geophysical measurements are regularly used. No laboratory tests can take the place of such field testing techniques.

The Hydrotechnical Institute has obtained valuable results from such tests for widely different types of terrain in Yugoslavia. Future plans include a program of research on rock anisotropism and particularly on thermal anisotropism.

II. — MÉTHODES DE RECHERCHES

Les méthodes appliquées se partagent en trois groupes : méthodes géotechniques, géophysiques, et de laboratoire. Sous le nom de méthodes géotechniques on entend les méthodes dans lesquelles on charge statiquement le rocher en place et on observe les déformations correspondantes. Par méthodes géophysiques, on comprend les mesures de la vitesse de propagation, à travers le rocher, d'une onde provoquée par une explosion ou par une impulsion. Par méthode de laboratoire, on comprend toutes les recherches sur échantillons au laboratoire.

a) Vérin avec entretoises

Dans cet essai, la pression sur le rocher s'exerce à l'aide d'une ou de plusieurs presses hydrauliques ; les déformations correspondantes, soit sur le bord, soit à l'intérieur de la surface chargée, sont mesurées à l'aide d'un déflectomètre fixé sur un support indépendant des déformations de la roche.

Puisque de telles mesures ont lieu ordinairement dans les galeries, les presses hydrauliques se posent entre deux parois opposées.

La supériorité de cette méthode est qu'elle n'implique que des moyens simples qui n'exigent pas de travaux préparatoires. Cependant, elle a beaucoup d'inconvénients, dont le principal est que le rocher n'est chargé que sur une très petite surface. Cela comporte plusieurs conséquences : la première est que le choix du champ d'expériences est très difficile en raison de l'hétérogénéité du rocher et des irrégularités locales : fissures, accidents, etc... La seconde, est que la profondeur à laquelle se fait sentir l'effet de la charge est faible et peut être même réduite à la zone ébranlée qui s'est formée autour de la galerie sous l'effet des mines et de la libération des tensions naturelles. Enfin, sous les charges élevées il se produit des effets de poinçonnement.

b) Vérin plat

Cette méthode a été mise au point à l'Institut hydrotechnique de Belgrade en vue d'exercer des pressions élevées sur une grande surface. À cet effet on emploie un vérin plat arrondi de 1,50 m à 2 m de diamètre, en tôle de 2 à 2,5 mm d'épaisseur. Il est composé de deux moitiés façonnées, soudées ensemble le long de leur circonférence, ce qui permet son fonctionnement élastique.

Le vérin se pose dans une fente creusée à l'endroit que l'on se propose d'essayer ; on l'y introduit et on bétonne les espaces vides de chaque côté. On munit le vérin plat d'un tube piézométrique en verre spécial résistant aux hautes pressions. Après avoir rempli d'eau le vérin jusqu'à zéro on y introduit de l'air comprimé (fig. 1). La pression se transmet par l'intermédiaire du béton sur la roche qui subit une déformation. Les surfaces latérales du vérin suivent cette déformation, laquelle provoque une augmentation de volume du vérin plat, tandis que l'eau dans le tube manométrique baisse. La différence entre le niveau initial et celui qui correspond à une certaine pression détermine le changement de volume et par suite aussi la déformation moyenne :

$$\delta = \frac{fh}{2F}$$

où

δ = déformation moyenne en cm,

h = différence de hauteur du niveau d'eau pour la pression correspondante en cm,

F = surface du vérin plat en cm^2 ,

f = surface de la section transversale des tubes d'oscillation en cm^2 .

En prenant en considération l'influence de la compressibilité de l'eau et de la déformation du béton entre le vérin plat et les parois de la fente, cette déformation prend la valeur

$$\delta = \frac{f}{F} \frac{h - \Delta h}{2} - \Delta \delta_b$$

où

Δh = correction de la compressibilité de l'eau,

$\Delta \delta_b$ = correction de la déformation du béton.

Outre la déformation moyenne, on peut mesurer les déformations sur les bords à l'aide de déflectomètres ordinaires posés sur des supports ancrés dans les parois de la saignée.

Les déformations étant ainsi déterminées on peut obtenir le module d'élasticité ou celui de déformation de la roche d'après la formule connue de Boussinesq :

$$\text{déformation moyenne : } E = 0,54 P \frac{1 - \nu^2}{a\delta}$$

$$\text{déformation aux bords : } E = 0,41 P \frac{1 - \nu^2}{a\delta}$$

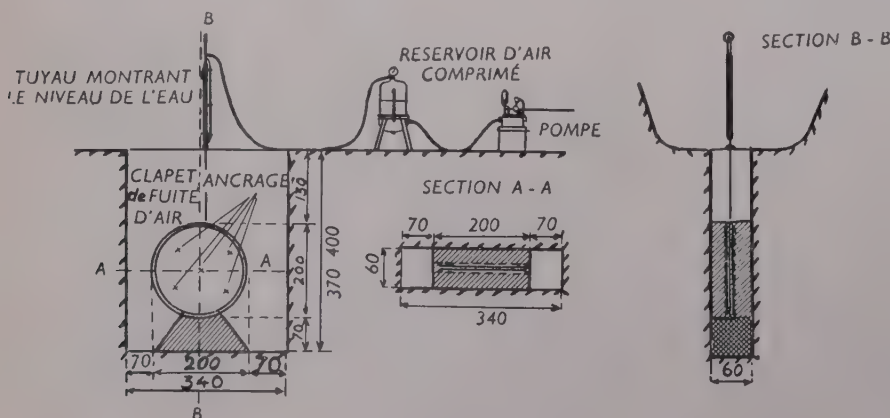


FIG. 1.

où

- P = charge totale en kg,
 a = rayon de la surface circulaire en cm,
 ν = coefficient de Poisson.

Comparée à la méthode du vérin avec entretoises, cette méthode donne la possibilité de charger des surfaces bien plus grandes et d'exercer des forces plus élevées. Pratiquement, on est arrivé à des pressions qui excèdent 150 kg/cm^2 . Avec le vérin plat de $2,0 \text{ m}$ de diamètre et avec une pression de 60 kg/cm^2 , on peut exercer une force de $2\,000 \text{ t}$. Il est possible de construire des vérins plus grands ou de combiner plusieurs vérins. La conduite des essais est très facile.

Le béton servant d'intermédiaire entre le vérin plat et la roche peut donner lieu parfois à une incertitude quand il s'agit de roches très résistantes. L'hypothèse de l'homogénéité et de l'isotropie du demi-espace est sujette à la critique.

Malgré ces défauts, la supériorité de la méthode est telle qu'elle a été adoptée en Yougoslavie, où on a déjà fait une cinquantaine d'essais de ce type.

c) La caverne d'essai

La méthode de la caverne d'essai est très connue ; elle donne des résultats excellents dans les galeries en charge. Elle consiste à fermer aux deux extrémités une partie de galerie par des cloisons frontales, à la remplir d'eau et à la mettre sous pression. Les déformations de la roche sont mesurées à l'aide d'instruments spéciaux permettant l'enregistrement des déformations à distance. On peut aussi mesurer les pertes par les parois de la galerie.

Cette méthode a été adoptée en Yougoslavie. Pour mesurer les déformations, on emploie les instruments du professeur André, de Ljubljana, basés sur le principe de la variation d'induction, ainsi que les instruments suisses Motor Columbus-Huggenberger, basés sur le principe de la variation de résistance électrique.

La méthode de la caverne d'essai est très efficace pour l'essai des galeries en charge, car elle permet de mesurer les déformations de la roche, ainsi que son imperméabilité. De plus, l'état de tension est qualitativement le même que dans la galerie en service, ainsi que la profondeur de la zone intéressée. En mesurant les changements de diamètre dans différentes directions d'un même profil, on peut arriver à déterminer le degré d'anisotropie de la roche. La caverne d'essai rend possible l'essai du revêtement lui-même, construit d'après les résultats obtenus par les mesures préalables.

Cette méthode a ses défauts : les frais qu'elle entraîne, la quantité de travaux préparatoires, les difficultés de mettre en accord les essais avec le programme de construction, la pression relativement limitée par les travaux plus ou moins difficiles de construction des cloisons frontales. Cependant en la combinant avec d'autres, elle donne pour les galeries de grande longueur d'excellents résultats.

Par la variation des diamètres de la caverne d'essai, on peut obtenir la valeur du module d'élasticité, ou de déformation, à l'aide de la formule du tube épais :

$$E = \frac{pR}{n} \frac{m+1}{m}$$

où

- p = pression hydrostatique interne en kg/cm^2 ,
 R = rayon de la chambre d'essai en cm,
 n = variation du rayon de la caverne d'essai en cm,
 m = coefficient de Poisson.

d) La presse radiale

La méthode de la presse radiale a été mise au point à l'Institut Hydrotechnique de Belgrade, d'après l'idée du professeur Dj. Lazarevic, afin d'éviter l'application de la méthode de la caverne d'essai et pour obtenir d'une façon plus commode le même état de tension que dans les galeries sous pression.

Dans une galerie à section circulaire revêtue d'une courbe de répartition de béton, on introduit un tambour cylindrique en bois. Seize vérins plats construits en tôle de cuivre mince sont placés entre ce tambour et le béton. Ces vérins, liés entre eux par une canalisation, sont remplis d'eau et mis sous pression. La pression obtenue se transmet d'une part sur la roche et d'autre part sur le tambour. La roche et le tambour subissent des déformations sous cette pression.

La mesure des déformations de la roche se fait à l'aide d'un instrument spécial indépendant du tambour, mesurant le changement de diamètre de la galerie. Les mesures sont faites, dans chaque section transversale, suivant quatre diamètres formant entre eux des angles de 45° . Chaque diamètre de mesure est composé de deux tiges scellées à la roche par leurs extrémités et rattachées en leur milieu au déflectomètre.

Le dispositif de la presse radiale est indiqué figure 2 avec ses dimensions. En fonction du changement de longueur du diamètre mesuré, on peut calculer le module d'élasticité de la roche d'après la formule :

$$E = \frac{pR}{n} \frac{m+1}{m}$$

Cependant comme la pression sur les parois de la galerie a été exercée sur une longueur limitée, les déformations obtenues sont sûrement moindres que dans le cas d'une charge sur une longueur infinie.

Pour obtenir la valeur réelle du module d'élasticité de la roche, il est nécessaire de multiplier la formule ci-dessus par un coefficient $\psi < 1$. La valeur de ce coefficient dépend du diamètre de la galerie et de la longueur de la section chargée.

Cette méthode permet de trouver le degré d'anisotropie de la roche. Dans la pratique, cette méthode s'est montrée très pratique surtout en ce qui concerne le coût, l'étendue des travaux préparatoires et la facilité des mesures. Elle est bien plus avantageuse que les cavernes d'essai. Le défaut de cette méthode est qu'avec les vérins plats en tôle de cuivre on n'a pas pu obtenir de pression plus élevée que 12 à 15 atm.

e) Géosismique

Cette méthode peut être appliquée pour la détermination du module d'élasticité des massifs rocheux. Elle est rapide et peu onéreuse, et sans troubler les travaux, s'il s'agit d'une galerie, elle permet d'avoir des données sur les roches tenant compte des variations des caractéristiques mécaniques au long du tracé.

La détermination de la vitesse de propagation des ondes longitudinales élastiques est appliquée en Yougoslavie, tant sur les galeries en charge que sur les fondations des grands barrages.

La liaison entre la vitesse de propagation des ondes élastiques longitudinales et le module d'élasticité est donnée par la formule :

$$v_1 = \frac{m(m-1)}{(m+1)(m-2)} \frac{E}{\rho}$$

où

E = module d'élasticité en kg/cm^2 ,

ρ = masse spécifique en kg/cm^3 ,

m = coefficient de Poisson.

Pour déterminer exactement la valeur du module d'élasticité il est nécessaire de connaître le coefficient de Poisson, c'est-à-dire la vitesse des ondes transversales. Cette valeur peut être estimée avec une assez grande exactitude d'après les données.

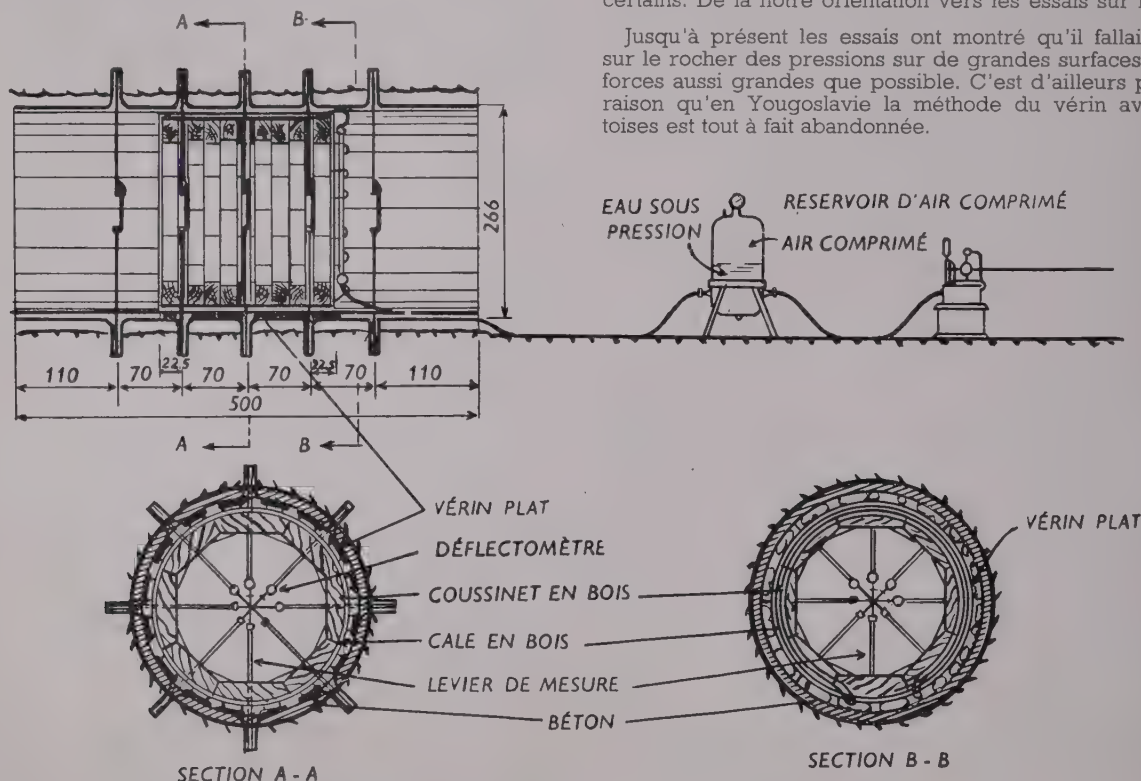


FIG. 2.

III. — CLASSIFICATION DES ROCHES SUR LA BASE DES OBSERVATIONS FAITES A CE JOUR

Sur plus de quatre-vingts essais exécutés à ce jour en Yougoslavie, à peu près vingt ont été faits sur des calcaires et quarante sur des schistes, généralement des schistes argileux. En comparant les diagrammes de déformation obtenus, on découvre trois types de roches, à savoir :

a) Roches calcaires dures et compactes

Le diagramme typique de déformation en fonction de la pression pour ce type de roches est montré figure 3. Le diagramme est absolument linéaire. Il y a peu de déformations permanentes. De telles roches ont un module de déformation élevé.

b) Roches calcaires, dures, mais fissurées

Ces roches se distinguent par leurs fissures, qui sont en général remplies de terre rouge. Le degré de fissuration peut

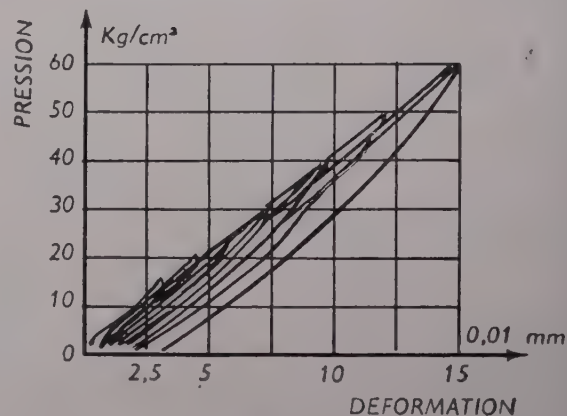


FIG. 3.

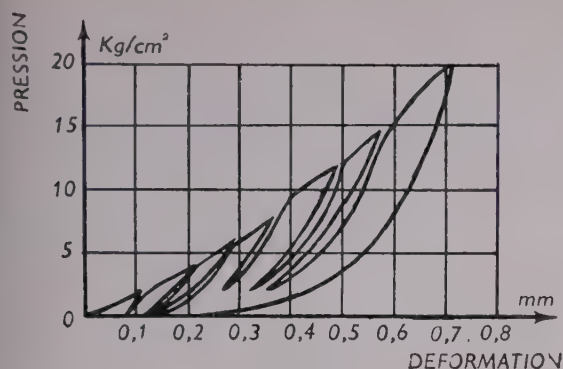


FIG. 4.

être plus ou moins grand. Quand ces roches sont mises sous pression, les fentes se ferment, après quoi il se produit un renforcement du matériau, ce que montre le diagramme de déformation en fonction de la pression. On y voit de grandes déformations initiales, la concavité du diagramme étant tournée vers l'axe des pressions. Un diagramme de déformation est donné figure 4. Il est intéressant de constater que les déformations, si elles sont relativement importantes, ont cependant un caractère élastique. L'importance des déformations est due à l'influence des fissures et de leur matériau de remplissage. Dans les terrains karstifiés, c'est souvent la terre rouge.

c) Schistes de types différents, principalement argileux

La caractéristique élémentaire de ce type de roches consiste en de grandes déformations permanentes. Le diagramme de déformation (fig. 5) est, dès le départ, convexe vers l'ordonnée. A partir d'une certaine valeur, la pression est suffisante pour provoquer les premières ruptures; ensuite, pour de faibles accroissements de pression, les déformations croissent beaucoup.

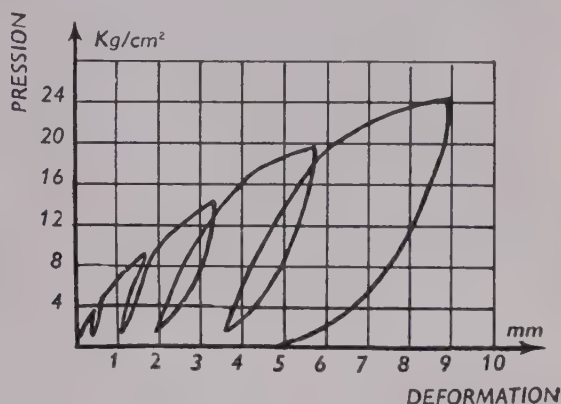


FIG. 5.

IV. — ANISOTROPIE DE LA ROCHE

Les mesures effectuées dans les massifs montagneux ont montré que dans les roches sédimentaires ou dans les schistes, on obtient, avec une même pression, une plus grande déformation dans le sens perpendiculaire au sens des couches que dans celui-ci.

Ce phénomène s'explique ainsi : quand la roche est comprimée dans le sens des couches, les bancs rocheux s'opposent d'autant plus à la déformation qu'ils sont plus résistants, et par cela même les matériaux entre les couches ne peuvent pas avoir une pleine influence. Quand la pression sur la roche se transmet dans le sens perpendiculaire aux couches, la déformation générale est alors le résultat non seulement de la déformation des couches constructives de la roche, mais des couches intermédiaires plus molles et des matériaux plus tendres qui se trouvent entre les couches dures. Dans ce cas, les déformations sont amplifiées par les fissures entre les couches, lesquelles se ferment sous la pression.

Les mesures de déformation des roches selon la méthode de la cavité d'essai et de la presse radiale ont conduit à des résultats intéressants. On a effectué de nombreuses mesures dans les galeries circulaires, dans les schistes. Les mesures de déformation ont été effectuées dans le sens des couches, normalement aux couches et obliquement à 45°. On a toujours obtenu une plus grande déformation dans la direction normale aux couches.

On aurait pu croire que la déformation à 45° puisse compléter les premières de telle sorte que le graphique de déformation soit elliptique. Il n'en a rien été. Les lignes de déformation radiales, dans le système des coordonnées polaires, ne sont pas des ellipses. Elles ont la forme de lemniscates, avec des points d'inflexion dans certaines positions. Sur les figures 6, 7 et 8, on voit trois diagrammes typiques de déformations

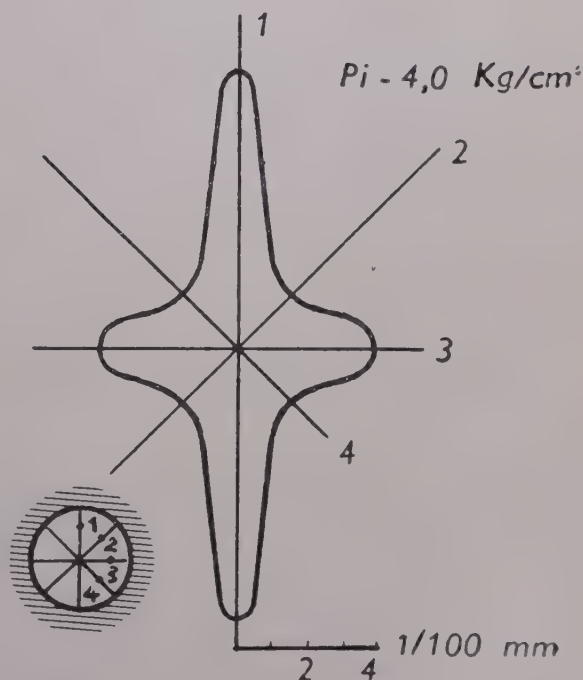


FIG. 6.

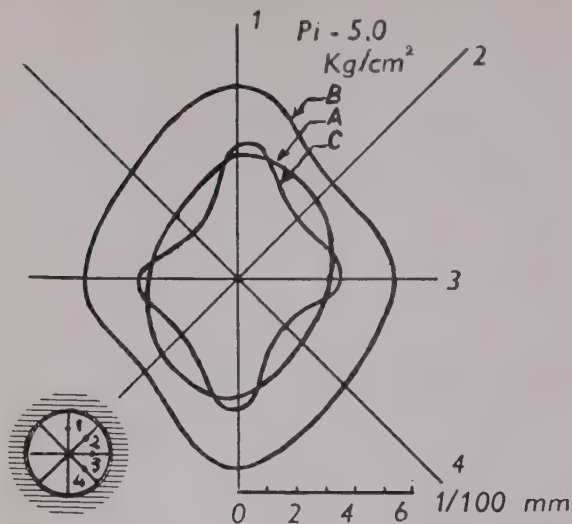


FIG. 7.

radiales. Le diagramme figure 6 est pris dans les couches foncées de calcaire jurassique; le diagramme figure 7 a été pris dans des calcaires marmoréens gris foncé, et le diagramme de la figure 8 dans des schistes argileux du Trias inférieur. Sur ces figures, on a montré schématiquement le sens des couches de schistes, ainsi que la disposition des instruments par rapport au profil mesuré.

Les causes physiques d'anisotropie des massifs montagneux doivent être cherchées dans leur structure, ou bien dans le processus de formation des couches et de la schistosité. Les directions de sédimentation, ou les directions des pressions lors du métamorphisme, influencent probablement la forme même de la déformation. En ce qui concerne l'apparition de l'anisotropie, les contraintes initiales aussi bien que les contraintes résultant de la formation des vides dans le massif ont une influence tout comme le système de fentes et de fissures du massif.

Dans le but d'approfondir les études sur le problème de l'anisotropie, l'Institut Hydrotechnique de Belgrade a fait des essais systématiques sur modèles d'après les méthodes de

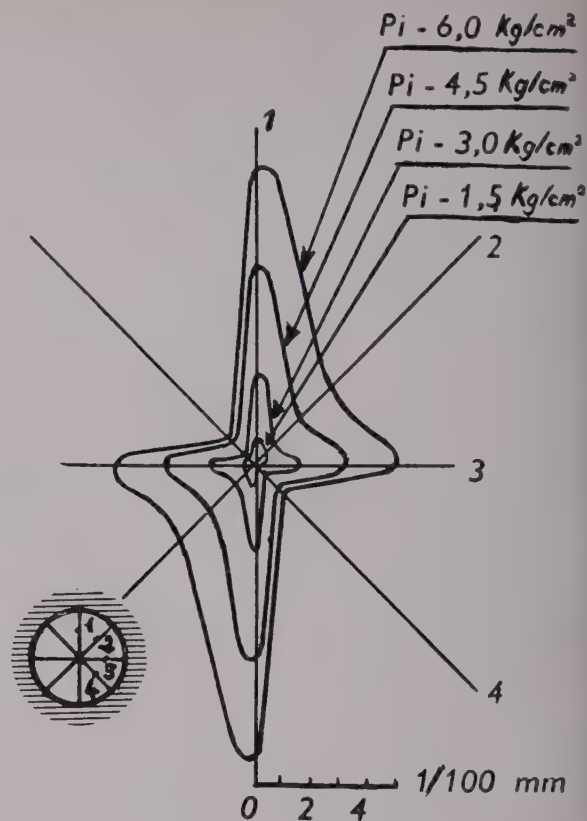


FIG. 8.

la photoélasticité, des vernis craquelants et de l'extensométrie. Ces recherches sont encore en cours, mais on a déjà constaté que dans le cas de l'orthotropie, la ligne des déformations radiales a la forme d'une lemniscate.

Les conclusions sur la forme des lignes de déformation radiale doivent provoquer la critique des méthodes antérieures de calcul des galeries en charge, basées sur l'hypothèse de l'isotropie.

V. — VARIATION DU MODULE D'ÉLASTICITÉ

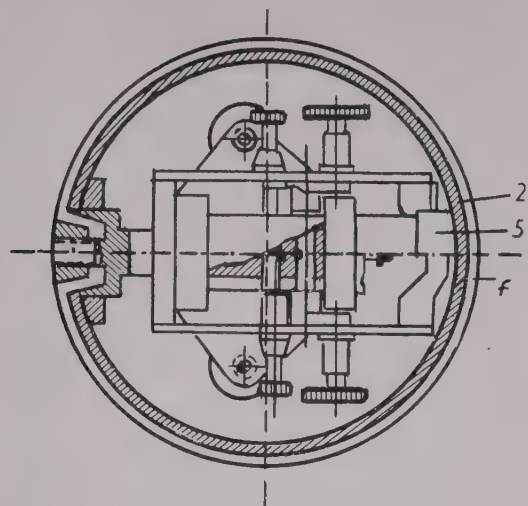
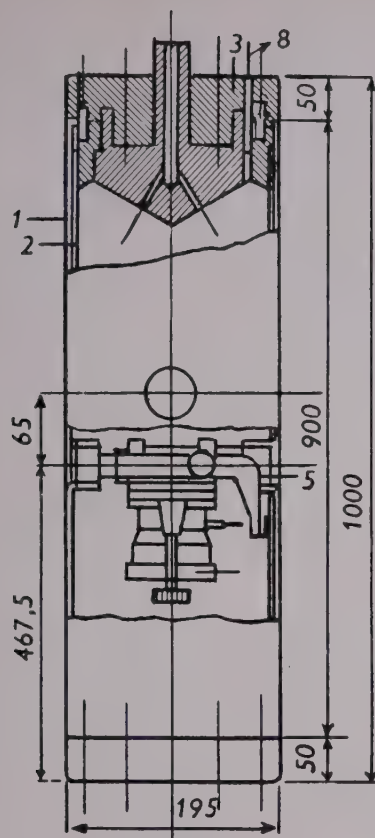
Dans les problèmes de fondations des grands barrages, et spécialement des barrages voûtes, une question se pose : quelle est la loi qui régit la variation du module d'élasticité en fonction de la profondeur.

Expérimentalement, ce problème peut être, en principe, résolu de deux façons : soit en soumettant la roche à des charges statiques, en forant des trous de sonde à différentes profondeurs, et ensuite en mesurant les déformations correspondantes ; soit en mesurant les vitesses des ondes élastiques longitudinales qui traversent la masse rocheuse entre les trous de sonde.

L'Institut Hydrotechnique de Belgrade est en train de construire un appareil nommé dilatomètre de sondage, de forme cylindrique, enveloppé d'une couche protectrice en caoutchouc, de 200 mm de diamètre et d'une longueur de 900 mm. On fait descendre cet appareil dans des trous de sonde, à différentes profondeurs, et à chaque fois on le remplit d'eau et,

avec une pompe à main, on le soumet à une pression interne. Cette pression, comme la pression hydrostatique, se transmet aux parois du trou de sonde qui se déforment sous cette pression. La mesure des déformations peut se faire de deux façons : par la mesure des variations de diamètre de la sonde et par la mesure des variations de volume du cylindre. On mesure les variations de diamètre de la sonde à l'aide de deux instruments Motor Columbus Huggenberger, posés suivant deux diamètres perpendiculaires au milieu du dilatomètre, avec transmission électrique, et possibilité de lecture à distance. Les variations de volume se déterminent d'après le volume d'eau introduit.

La figure 9 montre le dilatomètre de sondage. Comme la sonde n'est pas rigoureusement circulaire, un dispositif spécial permet d'assurer une transmission des contraintes entre le dilatomètre et la paroi rocheuse afin de rendre possibles les essais.



1. Etui en caoutchouc
2. Cylindre en acier
3. Fermeture
4. Support de fermeture.
5. Support de l'instrument
6. Instrument MCH
7. Sortie des câbles
8. Ouverture de remplissage
9. Dispositif pour éliminer le jeu

FIG. 9. — Dilatomètre de sondage.

VI. — QUELQUES RÉSULTATS OBTENUS PAR LES MESURES GÉOSISMQUES

Les résultats des mesures exécutées jusqu'à ce jour dans les galeries ont démontré que les valeurs du module d'élasticité des roches obtenues par la méthode sismique à réfraction, ou module dynamique, diffèrent en valeur absolue des valeurs obtenues par les méthodes statiques. Les essais ont démontré que le module dynamique peut être plusieurs fois plus élevé que le module obtenu par les méthodes statiques, pour le même matériau.

Cette différence tient à la nature même des deux méthodes. Tandis que le module dynamique est déterminé par les déformations de courte durée, le module statique est obtenu par l'effet d'une pression appliquée pendant des heures et même des jours. Étant donné que la roche est un matériau élastoplastique, les déformations dépendent non seulement de la valeur de la pression, mais encore, et pour une grande part, de la durée d'application. En tout cas, le module dynamique représente la limite supérieure de la valeur du module d'élasticité.

Par l'application de la méthode sismique à réfraction, on est arrivé, dans les galeries en charge, en cours de percement, à classer les zones par caractéristiques d'élasticité, ce qui a constitué une aide considérable. Cette classification sert de base pour le choix des types de revêtement, avec un coefficient de sécurité homogène.

En outre, on a réussi à localiser les grandes crevasses dans les zones broyées. Le module d'élasticité dans les galeries a été basé sur la partie du diagramme de vitesse qui corres-

pond à la zone ébranlée. Les modules dynamiques ainsi déterminés, ont des valeurs moindres que les modules des roches vierges qui se trouvent en dehors de la zone décomprimée.

Le rapport de la vitesse de l'onde longitudinale élastique à travers la zone ébranlée à celle relative au massif peut servir comme indication du degré de l'ébranlement de la roche.

Les formes de diagramme des vitesses (fig. 10) obtenues au cours des mesures dans les galeries, montrent la possibilité de déterminer la profondeur de la zone ébranlée par la méthode sismique à réfraction à l'aide de la formule :

$$d = \frac{x}{2} \frac{1 - \sin i}{\cos i} = \frac{x}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}$$

où

d = profondeur de la zone ébranlée,

i = angle de réflexion totale,

v_1 = vitesse des ondes élastiques longitudinales à travers la zone ébranlée,

v_2 = vitesse des ondes élastiques longitudinales à travers la partie du massif montagneux stable.

Les valeurs ainsi obtenues pour la profondeur de la zone ébranlée dans les galeries en charge peuvent servir utilement dans les projets d'injections et surtout pour les injections de consolidation.

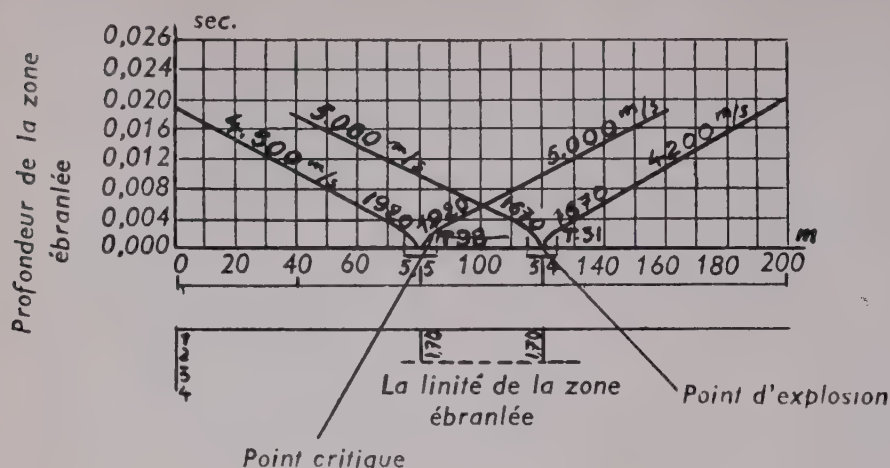


FIG. 10.

VII. — ESSAI DE CISAILLEMENT

Un certain nombre de grands barrages en Yougoslavie (par ex. Zvornik, Bajina, Basta, Tara Moraca) ont été fondés sur des schistes. Dans l'étude de ces sols, la détermination de la valeur de la cohésion et de l'angle de frottement interne permet le contrôle des efforts de cisaillement. Ce problème a été résolu par les essais à grande échelle sur le terrain.

Tous les essais de cisaillement *in situ* sont exécutés sur des batteries composées de quatre blocs de $80 \times 80 \times 40$ cm taillés dans le sol d'une galerie. Ces blocs tiennent par leur partie inférieure au terrain naturel et leurs côtés sont pris dans des cadres en béton afin d'empêcher leur déformation sous la pression verticale. Le cisaillement est obtenu à l'aide de presses hydrauliques, la pression verticale étant produite également par des presses hydrauliques (fig. 11). Les presses hydrauliques qui provoquent le cisaillement sont posées en biais pour que leur résultante passe par le centre de gravité de la surface de cisaillement. De cette façon, on évite l'influence de tout moment d'excentricité.

Le choix de l'emplacement pour le découpage des blocs est fixé de façon que les quatre blocs se trouvent sur une partie ayant des caractéristiques géotechniques uniformes. Tous les cisaillements sont exécutés dans le sens où doit se produire l'effet de cisaillement dans le corps même du barrage. Pendant l'essai, on met en œuvre la pression verticale et on attend la consolidation. Après cela, on applique la force horizontale avec une vitesse de $1/20$ de la charge verticale à la minute. Ces essais sont donc faits comme les essais rapides de labora-

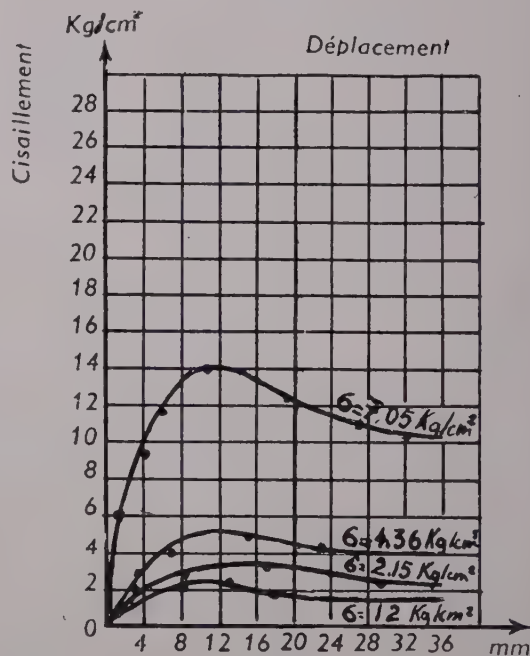


FIG. 12.

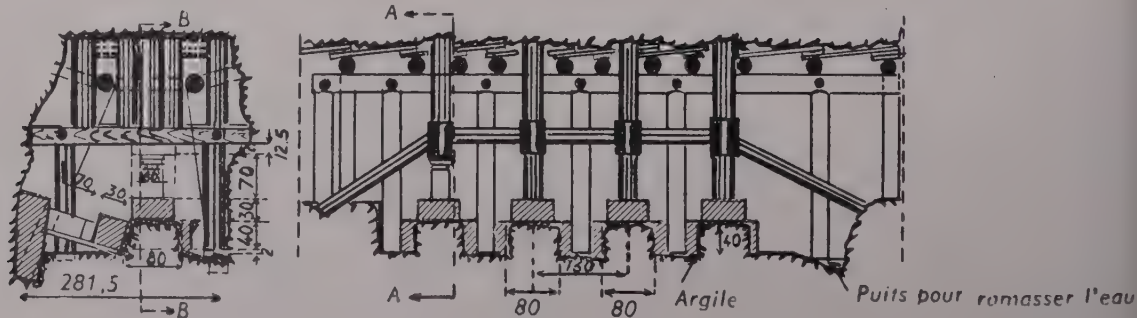


FIG. 11.

toire. Sur la figure 12, on voit un exemple de diagramme du déplacement horizontal des blocs en fonction de la tension de cisaillement pour une batterie de blocs dans les schistes argilo-sableux du barrage de Bajina Basta ; sur la figure 13, on trouve le diagramme de cisaillement correspondant. Comme on le voit dans le diagramme, un bloc était d'une qualité nettement supérieure aux trois autres. Il n'en a donc pas été tenu compte

dans l'interprétation des résultats. C'est l'une des raisons pour lesquelles le cisaillement se fait sur quatre blocs.

Après l'essai de cisaillement, on déterre les blocs et on les examine afin de constater l'uniformité du matériau. Dans le cas en question, on a obtenu la valeur de l'angle de frottement interne $\varphi = 41^\circ$ et la cohésion $C = 1,33 \text{ kg/cm}^2$.

VIII. — EFFORTS THERMIQUES DANS LES MASSIFS ROCHEUX

Le calcul de l'état de contraintes dans les revêtements sous l'influence d'un refroidissement du revêtement et d'une certaine zone autour de la galerie est un élément important des projets. Les méthodes utilisées pour le calcul des contraintes causées par la température sont basées sur les hypothèses classiques de la conductibilité de la chaleur à travers un tuyau épais, et sur la courbe de répartition de la température autour de la galerie. D'après la théorie du tuyau épais, il est possible, pour un certain abaissement de température, de calculer les déformations radiales de la roche et du revêtement et en même temps les contraintes.

Étant donné les efforts très élevés obtenus d'après ces théories, du même ordre de grandeur que les contraintes dues à la charge, l'Institut Hydrotechnique de Belgrade a décidé d'étudier systématiquement la question. On a établi les bases théoriques et un programme d'essais en place, utilisant une cavité d'essai spéciale, où la forme et la grandeur de la zone refroidie, les grandeurs des déformations correspondantes de la galerie circulaire et du revêtement ainsi que la forme de la ligne de déformation seront étudiées.

Dans ces essais, d'après la proposition de M. le Prof. Dj. Lazarevic, on examinera aussi le problème du parallélisme probable entre l'anisotropie mécanique et l'anisothermie. Pour les contraintes, il est d'un grand intérêt de savoir si les changements de courbure du revêtement dans les deux cas sont du même sens ou de sens opposé.

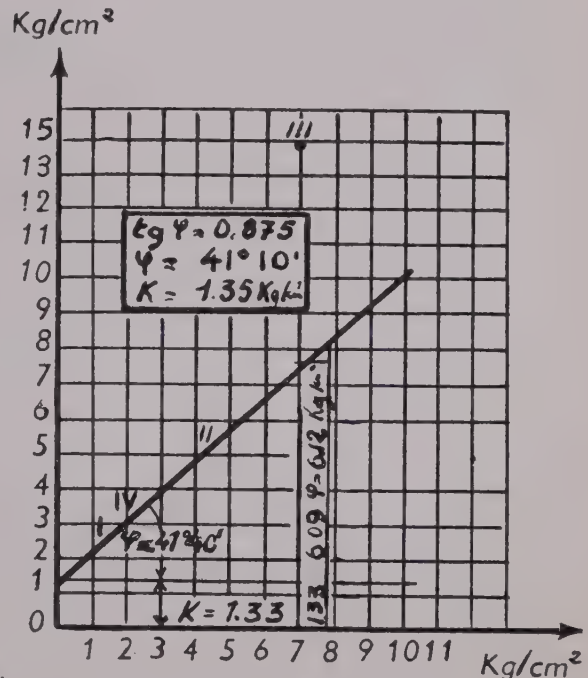


FIG. 13.

M. le Président. — Je remercie M. Talobre de s'être dévoué pour nous donner connaissance d'une communication dont il n'est pas lui-même l'auteur et nous déplorons que celui-ci ait été empêché de venir en France la présenter lui-même.

La parole est maintenant à M. Vielledent, Professeur à l'École des Mines, qui va présenter la communication de M. Obert, du Bureau of Mines des États-Unis.

M. Vielledent. — Naturellement, je ne suis ici que la voix en français de M. Obert, qui se trouve à cette table. Je suis un peu confus de ce rôle. Je ne vais pas vous lire la traduction que vous avez entre les mains ; je pense que vous serez d'accord pour trouver que cette traduction est très bien faite, sous réserve de quelques corrections de forme. L'auteur de cette traduction était ici tout à l'heure ; c'est M. Romanoff, Ingénieur aux Charbonnages de France. J'avoue que si j'avais su sa présence ce matin, je lui aurais demandé de présenter lui-même sa traduction de la communication de M. Obert.

Pressions et mouvements des terrains

COMPARAISON DES PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES ROCHES DÉTERMINÉES AU LABORATOIRE ET *IN SITU*

par **M. L. OBERT**

Chef du Laboratoire de physique appliquée
Bureau of Mines U. S. Department of Interior

Le plan d'une galerie souterraine ou d'un système de galeries dans les roches, de même que le plan de tout ouvrage, dépend des contraintes (ou des déformations) qui seront développées dans les divers constituants de cet ouvrage, et des propriétés physiques de la matière. Pour un ouvrage dans une roche idéale, c'est-à-dire homogène, isotrope et parfaitement élastique, les contraintes peuvent être estimées avec une précision raisonnable à partir de calculs théoriques ou d'études soit de photoélasticité, soit de modèles de roches, et les propriétés physiques des roches à partir de mesures de laboratoire; le plan des galeries souterraines dans un milieu idéal peut donc être parfaitement précisé.

Dans la pratique, les plans des galeries souterraines ont été établis en utilisant les valeurs des contraintes déterminées à la fois à partir de calculs théoriques et d'études de modèles; la résistance des roches et les propriétés élastiques, à partir d'essais de laboratoire sur des échantillons relativement petits de roche. Cependant, sans quelque moyen de vérifier jusqu'à quel point les propriétés physiques *in situ* concordent avec celles mesurées au laboratoire, cette manière de faire est sujette à caution.

Récemment, notre laboratoire a contrôlé l'accord entre les propriétés physiques déterminées au laboratoire et *in situ* dans un certain nombre de cas. Ces contrôles ont été effectués de la manière suivante :

1. A partir d'un dépouillement des galeries de mine existantes, spécialement là où des indices de rupture ont été notés, on compare les contraintes calculées dans les galeries souter-

raines à la résistance de la roche mesurée au laboratoire. Les éprouvettes des essais proviennent des carottes découpées au diamant dans le champ de la mine étudiée.

2. En creusant une chambre expérimentale dans le terrain donné avec des dimensions initiales considérablement moindres que celles requises pour les travaux normaux de mine. La chambre est équipée pour la mesure des déformations (mais non pour celle des contraintes); les dimensions de la chambre sont ensuite agrandies par élargissements successifs jusqu'à atteindre des dimensions finales notablement plus élevées que celles qui seront utilisées dans la mine réelle. La contrainte maximum calculée est comparée avec la résistance de la roche mesurée au laboratoire. La contrainte *in situ* peut se calculer, soit à partir des dimensions de la chambre et du poids spécifique des terrains, soit à partir de la mesure des déformations, du module d'élasticité de la roche déterminé au laboratoire et du poids spécifique des terrains.

3. Dans une roche stratifiée ou formée de bancs, on creuse une chambre expérimentale à peu près de la taille prévue pour les galeries normales de la mine et on l'équipe pour la mesure des déformations. Puis, on injecte de l'air comprimé dans une fissure ouverte dans le toit et on augmente la pression jusqu'à provoquer la rupture. Ceci équivaut essentiellement à un essai des propriétés physiques *in situ* et les résultats donnent un moyen direct de comparer les valeurs des propriétés physiques déterminées au laboratoire et *in situ*.

Les procédés utilisés pour les essais des propriétés physiques par ce laboratoire ont été décrits dans une publication

RÉSUMÉ

Dans ce rapport sont décrits un certain nombre d'essais dans lesquels ont été déterminées *in situ* la résistance et les propriétés élastiques des roches de mines. Les résultats de ces essais sont comparés à des mesures analogues faites en laboratoire. La comparaison montre qu'en général :

- 1° les mesures de la résistance à la compression au laboratoire et *in situ* sont concordantes;
- 2° la résistance à la traction déterminée au laboratoire par le module de rupture en flexion concorde avec la résistance à la traction des roches de mines mesurée *in situ*;
- 3° les caractéristiques élastiques mesurées en laboratoire et *in situ* ne sont pas concordantes.

SUMMARY

In this report a number of tests are described in which the strength and elastic properties of mine rocks have been determined *in situ*. Results from these tests are compared with similar measurements made in the laboratory. The results show that in general :

1. the laboratory and *in situ* compressive strength measurements are in agreement,
2. the laboratory tensile strength determined in flexure by the modulus of rupture is in agreement with the tensile strength of mine rocks measured *in situ*;
3. the laboratory and *in situ* measured elastic constants are not in agreement.

intérieure [1] (¹). Plus de 350 types de roche ont été soumis aux essais à ce jour [2], [3], [4] et [5]. Parmi les divers essais qui ont été faits, les seuls significatifs, en ce qui concerne les plans de mine, sont la résistance à la compression, la résistance à la traction (déterminée en traction simple), le module de rupture ou la résistance à la flexion (résistance à la traction sur la fibre externe) et les constantes élastiques, particulièrement le module d'Young déterminé en compression statique, en traction statique et dynamiquement.

Les essais sont effectués sur des éprouvettes obtenues à partir de carottes découpées au diamant dans la mine. Les diamètres des carottes ainsi obtenues varient de 1" 1/8 à 2" 1/8 (28,6 à 54 mm). Les éprouvettes destinées aux essais de compression ont une longueur égale à leur diamètre; la résistance à la traction, le module de rupture et les constantes élastiques sont déterminés sur des carottes de 8 pouces (203 mm) de long. La carotte est toujours forée de telle sorte que la direction de la contrainte produite au cours de l'essai corresponde à celle qui a lieu dans la mine. En général, on prend suffisamment d'éprouvettes pour que les résultats des essais puissent être traités par la statistique.

Une comparaison directe des valeurs de la résistance à la compression ou à la traction *in situ* et au laboratoire ne peut être effectuée car jusqu'à présent il n'y a pas d'instrument de mesure de la contrainte *in situ* donnant pleine satisfaction. On peut mesurer les déformations *in situ* mais non en déduire la contrainte, parce que le module d'Young ne peut être mesuré directement *in situ*. Les résistances à la compression et à la traction au laboratoire doivent donc être établies en estimant les déformations *in situ*. Duvall [6 et 7] a examiné ce problème et en a déduit des équations ou présenté autrement les données de façon à pouvoir déterminer la contrainte moyenne ou maximum admissible. Par exemple, dans un vaste gisement en plateaux, la contrainte moyenne sur un pilier peut être déterminée à partir de la relation :

$$S_p = \frac{S_b}{1 - R} \quad (1)$$

où :

S_p = contrainte moyenne sur un pilier

R = taux de défilage

S_b = contrainte avant creusement

et :

$S_b = \rho h$,

où :

ρ = poids spécifique des terrains susjacentes

h = hauteur du recouvrement.

En utilisant cette méthode, on a calculé la contrainte moyenne des piliers pour un certain nombre de mines à exploitation sans soutènement (*open stopes*), avec piliers répartis soit régulièrement, soit au hasard. La plupart de ces mines avaient été ouvertes pendant un certain nombre d'années et n'avaient montré aucun signe de rupture ou d'instabilité. Pour ce groupe de mines, la contrainte moyenne calculée sur un pilier a été, dans tous les cas, moindre que la résistance à la compression mesurée au laboratoire, bien que dans plusieurs cas la contrainte calculée excédât 50 % de la résistance à la compression.

Dans une mine de borax de l'Ouest des États-Unis, on remarqua dans les zones de terrains les plus faibles des ruptures et des éclatements de piliers et même une fois une rupture générale des piliers se produisit. La résistance à la compression des terrains des piliers variait de 1 100 à 3 000 livres par pouce carré (76 à 207 hpz) et la contrainte moyenne calculée sur un pilier a été d'environ 1 200 l. p. c. (83 hpz).

(¹) Les nombres entre parenthèses renvoient à la nomenclature bibliographique à la fin de cet article.

Dans une mine profonde de cuivre des États-Unis, la profondeur actuelle d'extraction est comprise entre 3 000 et 4 000 pieds (env. 900 et 1 200 m) et le taux d'extraction est d'environ 90 % ($R = 0,9$). La contrainte maximum calculée sur un pilier varie de 36 000 à 47 000 l. p. c. (2 480 à 3 170 hpz). La résistance à la compression du terrain varie de 26 000 à 51 000 l. p. c. (1 790 à 3 520 hpz). Une méthode rabattante était utilisée et tous les piliers des zones défilées se cassaient peu après leur formation. En outre, des coups de toit se produisaient tant sur les piliers qu'à front.

Ces contrôles et d'autres montrent que la contrainte moyenne calculée *in situ* et la résistance à la compression sont suffisamment concordantes pour justifier l'utilisation de la résistance à la compression pour le calcul des plans de mines.

A ce point de vue, la résistance à la traction est très fréquemment utilisée pour le calcul des portées de toit [8, 9]. Par exemple, considérons un toit de mine à une seule couche pour lequel le long axe est au moins double du petit axe, ce qui permet ainsi d'assimiler le toit à une poutre simple (fig. 1).

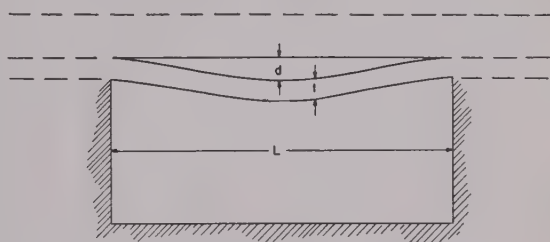


FIG. 1. — Coupe d'une chambre expérimentale idéale.

De même, supposons que l'épaisseur du toit soit au plus le cinquième de la portée de sorte que les efforts tranchants puissent être négligés. La contrainte maximum, produite à l'extrémité de la poutre — traction sur la surface supérieure et compression sur la surface inférieure — est donnée par (¹) :

$$T_{\max} = \frac{\rho L^2}{2t} \quad (2)$$

et le module d'Young peut être déterminé à partir de la flèche maximum, qui a lieu au centre de la portée, par :

$$E = \frac{\rho L^4}{32 t^2 d_{\max}} \quad (3)$$

où :

T = contrainte

L = portée

E = module d'Young

d = flèche

t = épaisseur

ρ = poids spécifique

Des équations (2) et (3) on tire :

$$T_{\max} = \sqrt{8E\rho d_{\max}} \quad (4)$$

Remarquons que la contrainte maximum peut être obtenue, soit à partir du poids spécifique du terrain et des dimensions des strates du toit — équation (2), soit du poids spécifique du terrain, du module d'Young et de la flèche maximum — équation (4).

(¹) NdR. — Les deux appuis sont supposés encastres.

En creusant une chambre expérimentale, on teste le calcul de la contrainte de traction maximum développée dans le toit à la fois par la résistance à la traction déterminée au laboratoire et par le module de rupture. Le premier contrôle de ce type fut fait par le *Bureau of Mines* à Rifle, Colorado [8]. La partie pétrolifère des schistes bitumineux (actuellement une marne) a plusieurs centaines de pieds d'épaisseur dont on exploite expérimentalement 70 pieds (21 m). Les carottes faites au cours de forages de reconnaissance ont montré que le gisement était composé de bancs relativement épais et qu'un banc de 8 pieds (2,44 m) d'épaisseur se trouvait immédiatement au-dessus de la partie exploitable du gisement. Pour être économique, l'exploitation de ce gisement doit se faire par une méthode à grand rendement et à faible coût. Les essais des propriétés physiques montrent que la résistance à la compression du terrain était telle que le gisement pouvait être exploité sans soutènement (*open stopes*) avec un taux d'extraction de 75 %. L'équipement proposé, pelle électrique, loco diesel, compresseurs mobiles, etc..., avait des dimensions telles qu'une chambre large d'environ 60 pieds (18 m) était nécessaire. Une chambre expérimentale a été creusée pour déterminer si le banc de 8 pieds (2,44 m) d'épaisseur ferait un toit satisfaisant sur une portée de 60 pieds (18 m). Les dimensions initiales de la chambre expérimentale étaient de 50 pieds (15 m) de large (portée) par 100 pieds (30,5 m) de long (fig. 2). La chambre fut équipée pour mesurer la flèche du toit et les décollements entre les bancs susjaccents. Un stratoscope se trouvait dans les trous de sonde d'observation pour contrôler l'épaisseur du banc du toit et le développement ultérieur éventuel des cassures ou décollements. Après avoir tenu six mois, la chambre fut agrandie aux dimensions de 60 × 100 pieds (18 × 30,5 m) en élargissant chaque parement de 5 pieds (1,5 m). Ce processus fut répété jusqu'à obtention des dimensions finales de la chambre de 80 × 200 pieds (24,4 × 61 m).

La résistance à la traction maximum calculée dans la chambre de 80 × 200 pieds était 440 l. p. c., 30 hpz, soit 2,5 fois celle d'une chambre de 50 pieds (15 m) et 1,8 fois celle d'une chambre de 60 pieds (18 m) de portée de toit. Le module de rupture de la roche du toit était de 2 900 l. p. c. (210 hpz). Malheureu-

samment à l'époque de cet essai, il n'existait pas de procédé satisfaisant de mesure de la résistance à la traction simple.

Les observations primitives au stratoscope dans la chambre de 50 × 100 pieds (15 × 30,5 m) ont décelé des indices de décollement à 20" (0,5 m) au-dessus du toit. Au cours des travaux d'élargissement de la chambre, le décollement s'étendit. Après achèvement de la chambre, les mesures des variations des flèches montrèrent qu'un décollement franc s'était formé à 20" (0,5 m) au-dessus du toit et dix semaines plus tard, la dalle de 20 pouces (0,5 m) s'effondra dans la partie de la chambre qui avait été la première creusée, c'est-à-dire celle qui datait environ de cinq ans. La contrainte maximum calculée dans le banc de 20" (0,5 m) du toit pour une portée de 80 pieds (24 m) est de 2 100 l. p. c., 145 hpz, soit 70 % du module de rupture.

Le module d'Young *in situ* peut être calculé à partir des flèches observées avant et après élargissement de la chambre, d'après la relation suivante :

$$E = \frac{\rho (L_2^4 - L_1^4)}{32 (d_2 - d_1) l^2} \quad (5)$$

où les indices 1 et 2 désignent les valeurs avant et après élargissement. La valeur calculée du module d'Young, quand la chambre fut élargie de 50 à 60 pieds (15 à 18 m), était de $0,85 \cdot 10^6$ l. p. c. (58 600 hpz) quand elle le fut de 60 à 70 pieds, de $0,58 \cdot 10^6$ l. p. c. (40 000 hpz), et de 70 à 80 pieds, $1,0 \cdot 10^6$ l. p. c. (68 900 hpz). La valeur du module d'Young déterminée au laboratoire était de $3,0 \cdot 10^6$ l. p. c. (207 000 hpz) en bien faible concordance avec les valeurs *in situ*.

Une seconde chambre expérimentale fut creusée en plateau dans du calcaire à bancs relativement fins (l'épaisseur variait de 2 à 24 pouces (5 à 60 cm)). Le but de l'essai était de déterminer si des portées de toit de 30 pieds (9 m) pouvaient être dépillées avec sécurité. Une étude au stratoscope de la partie supérieure des calcaires permit de trouver un banc de 26 pouces (66 cm) qui fut estimé satisfaisant comme toit de la chambre expérimentale. Les dimensions de la chambre primitive étaient de 10 × 100 pieds (3,05 × 30,5 m). Elle fut équipée pour la mesure des flèches et des différences de flèches

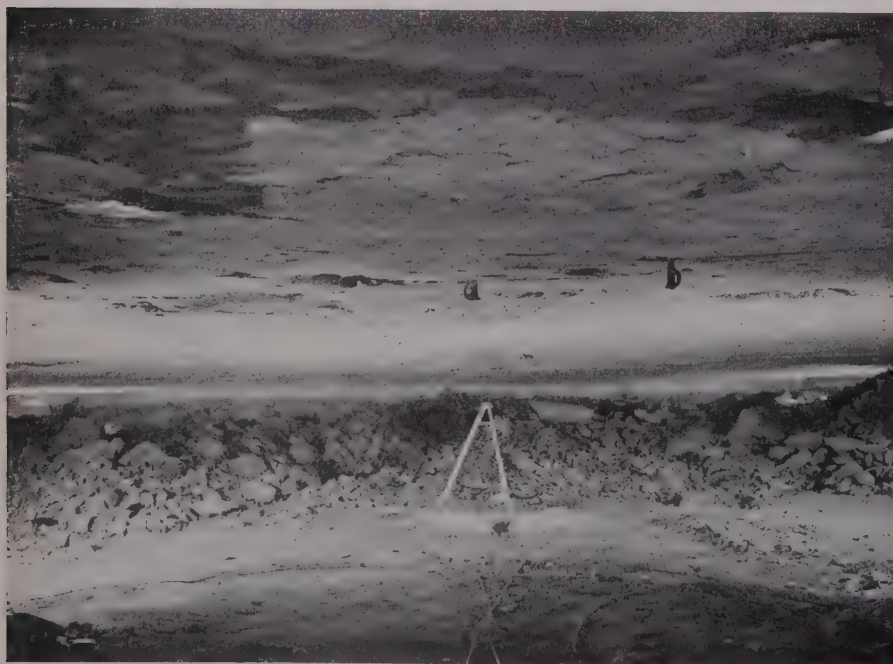


FIG. 2.

ntre banc du toit et strates susjacentes; des trous de sonde destinés aux observations au stratoscope furent exécutés pour contrôler l'épaisseur du banc du toit et le développement des cassures ou décollements. Après une période d'observation de plusieurs mois, la chambre fut élargie jusqu'à 20 pieds (3 m). A cette largeur, la strate du toit de 26 pouces (66 cm) se sépara en un banc inférieur de 6" (15 cm) et un banc supérieur de 20" (51 cm). Après six mois, la chambre fut élargie à 30 pieds (9 m) et après trois autres mois à 40 pieds (12,2 m). A cette largeur, le banc de 6" (15 cm) s'était décollé du toit susjacent de plus d'un pouce au centre de la chambre. La contrainte de traction maximum calculée dans le toit était de 1 000 livres par pouce carré (138 hpz), correspondant à la résistance à la traction déterminée au laboratoire en traction simple de 1 080 livres par pouce carré (74,5 hpz) et à un module de rupture de 3 600 l. p. c. (255 hpz). A cause du danger inhérent au travail sous le toit de 6" (15 cm) on le fit tomber à l'explosif. Le toit ne fut pas facile à abattre et même après avoir cassé en plusieurs endroits proches d'une extrémité, on ne put le faire venir à la barre à mine ce qui montre que la dalle de 6" (15 cm) possédait une substantielle résistance de réserve. La valeur du module d'Young calculée à partir des flèches observées avant et après chaque opération d'élargissement, fut de $4,0 \cdot 10^6$ livres par pouce carré (276 000 hpz), ce qui ne concordait pas avec la valeur déterminée au laboratoire de $10 \cdot 10^6$ livres par pouce carré (689 000 hpz).

Après l'enlèvement de la dalle de 6" (15 cm), la chambre fut élargie à 50 pieds (15 m) (fig. 3). La contrainte de traction maximum calculée dans la dalle de 20" (50 cm) à cette largeur fut de 900 l. p. c. (62 hpz), correspondant à un module de rupture de 4 650 livres par pouce carré (327 hpz). Pour contrôler la résistance de ce banc de toit on décida plutôt que de continuer à élargir la chambre, d'affaiblir le toit en injectant de l'air comprimé dans une cassure se trouvant dans la dalle de 20" (50 cm). Les équations reliant la contrainte maximum et le module d'Young à la pression P de l'air comprimé sont :

$$T_{\max} = \frac{\rho L^2}{2t} + \frac{PL^2}{2t^2} \quad (6)$$

$$E = \frac{L^4 (P_2 - P_1)}{32 t^3 (d_2 - d_1)} \quad (7)$$

et

$$E = \frac{L^4 (P_2 - P_1)}{4 t^3 (\epsilon_2 - \epsilon_1)} \quad (8)$$

où ϵ est la déformation transversale à mi-portée (c'est-à-dire la déformation parallèle à la portée) et les indices 1 et 2 désignent les valeurs de la flèche et de la déformation correspondant aux pressions P_1 et P_2 . Dans l'essai du banc de toit de 20" (50 cm), la pression de l'air a été montée par accroissements de 1 l. p. c. et la flèche et la déformation transversale correspondantes furent mesurées. Les résultats sont donnés sur le graphique de la figure 4. Le toit se cassa à une pression de 9,2 livres par pouce carré (0,635 hpz), correspondant à une contrainte de traction maximum calculée de 4 900 livres par pouce carré (338 hpz). Cette valeur concorde bien avec le module de rupture de 4 650 livres par pouce carré (320 hpz) mais non avec la valeur de la résistance à la traction de 1 190 livres par pouce carré (820 hpz).

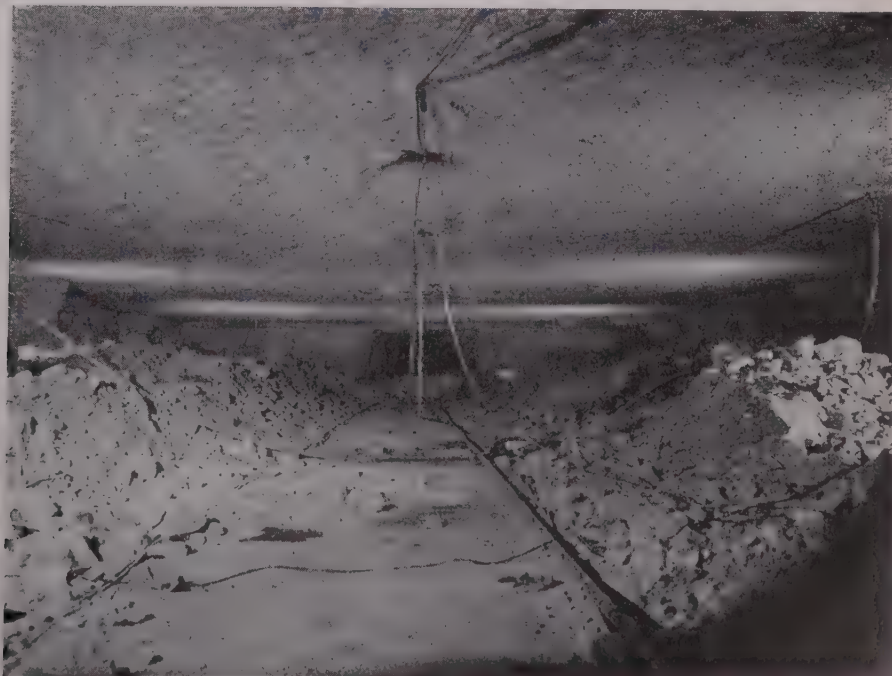
La pente des courbes de la figure 4, proportionnelle au module d'Young, montre une variation de plus du décuple; donc le module d'Young varie d'environ $15 \cdot 10^6$ livres par pouce carré (10^6 hpz), dans l'intervalle des pressions 0-1 livre par pouce carré (0 à 0,07 hpz) à $1,5 \cdot 10^6$ 103 000 hpz) dans l'intervalle 8-9 livres par pouce carré (0 à 0,61 hpz), d'après les calculs à partir des valeurs des déformations ou des flèches. La valeur mesurée au laboratoire du module d'Young était de $10 \cdot 10^6$ livres par pouce carré (689 000 hpz), ce qui correspondait à la valeur déterminée *in situ* pour une charge d'environ 900 livres par pouce carré (61 hpz).

Les résultats de ces recherches peuvent être résumés ainsi :

La valeur déterminée au laboratoire de la résistance à la compression d'une roche concorde de manière satisfaisante avec celle qui est déterminée *in situ*.

Le module de rupture déterminé au laboratoire (résistance à la flexion) concorde de manière satisfaisante avec la résistance à la traction de la roche *in situ*.

FIG. 3.



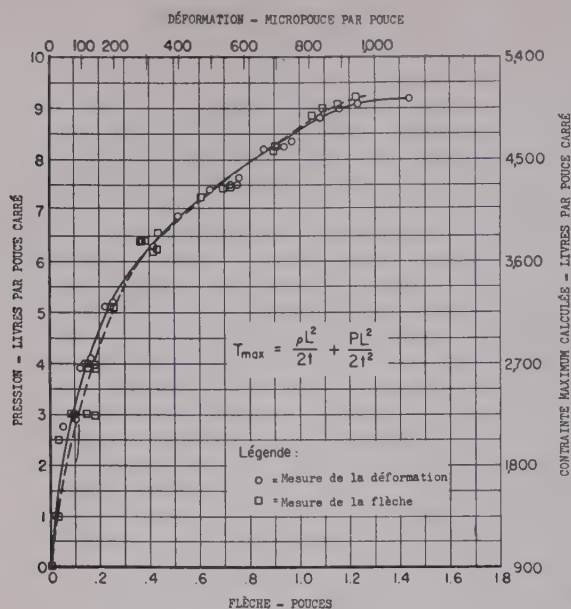


FIG. 4.

Pour établir la concordance ou la non concordance entre les résistances de la roche déterminées au laboratoire et *in situ*, on a obtenu la valeur *in situ* en calculant la contrainte de la roche au moment ou peu avant la rupture.

Les modules d'élasticité des schistes bitumineux et du toit de calcaire de 6" (15 cm), calculés d'après les mesures des flèches, étaient relativement constants pour diverses valeurs de la charge (correspondant à des largeurs de chambre différentes) mais ne concordaient pas avec les valeurs déterminées au laboratoire. La valeur du module d'Young du toit calcaire de 20" (50 cm) *in situ* calculée à partir à la fois des mesures des flèches et des mesures des déformations, variait avec la sollicitation appliquée d'un maximum de $15 \cdot 10^6$ (1 030 000 hpz) à un minimum de $1,5 \cdot 10^6$ l. p. c. (103 000 hpz). Le module d'Young déterminé au laboratoire pour la même roche était de $10 \cdot 10^6$ l. p. c. (689 000 hpz). Ainsi, en général, la concordance est peu satisfaisante entre le module d'Young déterminé au laboratoire et le module *in situ*. On peut énoncer cette conclusion d'une autre façon : si l'on utilisait dans l'équation (4) les valeurs du module d'Young déterminées au laboratoire et les mesures de la flèche ou de la déformation pour calculer la contrainte maximum, le résultat serait en général nettement erroné.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] OBERT, LEONARD, WINDES, S. L., and DUVALL, WILBUR I. Standardized Tests for Determining the Physical Properties of Mine Rock : Bureau of Mines Rept. of Investigations 3891, 1946, 67 pp.
- [2] WINDES, S. L. Physical Properties of Mine Rock — Part I : Bureau of Mines Rept. of investigations 4489, 1949, 79 pp.
- [3] WINDES, S. L. — Physical Properties of Mine Rock — Part II : Bureau of Mines Rept. of Investigations 4727, 1950, 37 pp.
- [4] BLAIR, B. E. — Physical Properties of Mine Rock — Part III : Bureau of Mines Rept. of Investigations 5130, 1955, 69 pp.
- [5] BLAIR, BYRON R. — Physical Properties of Mine Rock — Part IV : Bureau of Mines Rept. of Investigations 5244, 1956, 69 pp.
- [6] DUVALL, WILBUR I. — Stress Analysis Applied to Underground Mining Problems. Part I — Stress Analysis Applied to Single Openings : Bureau of Mines Rept. of Investigations 4192, 1948, 18 pp.
- [7] DUVALL, WILBUR I. — Stress Analysis Applied to Underground Mining Problems, Part II — Stress Analysis Applied to Multiple Openings and Pillars : Bureau of Mines Rept. of Investigations 4387, 1948, 12 pp.
- [8] MERRILL, ROBERT H. — Design of Underground Mine Openings, Oil-Shale Mine, Rifle, Colorado : Bureau of Mines Rept. of Investigations 6089, 1954, 56 pp.
- [9] MERRILL, ROBERT H. — Roof Span Studies in Limestone : Bureau of Mines Rept. of Investigations (to be published in June).

M. le Président. — Avant de vous demander si vous avez des questions à poser, je voudrais remercier M. Vielledent, qui a bien voulu se donner la peine non seulement de présenter le rapport de M. Obert mais de le digérer au point de pouvoir vous en faire un exposé pratiquement original.

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Avez-vous des questions à poser à M. Obert ? Si vous n'en aviez pas, j'en aurais au moins une.

Je serais très heureux de lui demander s'il a eu l'occasion de vérifier par des mesures de photo-élasticité les hypothèses qu'il a faites sur la dalle au toit, sur le fait qu'il l'a supposée encastree, puisque, en somme, il mesure le module d'élasticité d'après la déformation. Est-ce qu'il y a eu des vérifications sur ce plan-là ?

M. OBERT. — Je suis d'avis d'appliquer les lois de l'élasticité à ce cas particulier.

M. TINCELIN. — Je voudrais demander à M. Obert si les essais qu'il a faits au Bureau of Mines pour déterminer la largeur des chambres par la méthode de la centrifugeuse sont toujours utilisés ? On faisait un modèle réduit taillé dans la roche ; on l'essayait à la centrifugeuse et d'après les résultats obtenus, on transposait à la masse.

M. OBERT. — On continue cette technique de mesure, mais plutôt pour l'étude du boulonnage au toit.

M. BERTHIER. — Il serait intéressant de savoir par quelle méthode ont été mesurés au laboratoire les paramètres élastiques des roches qui ont servies à cette détermination.

M. OBERT. — On la mesure à la fois par la vitesse sonique et par les mesures de déformation.

M. BERTHIER. — Y a-t-il eu concordance ?

M. OBERT. — Non.

M. BOLLO. — Quelles étaient les dimensions des éprouvettes ? M. Obert peut-il indiquer éventuellement quelle est la méthode de calcul du module d'élasticité ?

M. OBERT. — Les éprouvettes avaient 24 cm de longueur, 25 cm de diamètre. Mais je tiens à préciser qu'il n'est pas certain du

tout qu'on puisse avoir des échantillons de roches qui correspondent avec la moyenne des essais.

M. RENÉ LÉVY. — Pour l'« open stoping », la formule est valable lorsque l'épaisseur des couches est constante. Mais cette épaisseur des couches varie et je ne crois pas que la formule puisse être appliquée quand il y a des éboulements dans certaines carrières qui comportent une variation de l'épaisseur de la couche du toit.

M. OBERT. — Il faut naturellement que certaines conditions soient remplies, en particulier que les couches soient uniformes et qu'il y ait une répartition égale de la charge.

M. CHARPENTIER. — Je crois que la communication de M. Obert résout des problèmes très particuliers; mais il y a deux contraintes, l'une tangentielle et l'autre normale, et cette dernière est très importante.

M. OBERT. — Le Bureau of Mines a fait beaucoup plus d'essais sur des matériaux homogènes que sur des matériaux stratifiés et les coïncidences entre les contraintes mesurées au laboratoire et les contraintes mesurées en place sont meilleures dans le premier cas, spécialement dans les massifs granitiques, que dans les cas de massifs stratifiés.

M. MANDEL. — Je voulais demander si les essais faits au laboratoire ne donnent pas une courbe représentative des relations entre les contraintes et les déformations. On parle de module de Young, ce qui laisse penser qu'on a une droite; mais si on faisait plusieurs mesures qu'obtiendrait-on? Une droite ou une courbe?

M. OBERT. — On a une courbe qu'on assimile à une droite.

M. MANDEL. — Il s'agit sans doute du module de Young calculé à partir des résultats de mesures *in situ*?

M. OBERT. — On n'a pas obtenu la même chose en laboratoire. Je crois que les résultats sont dus à une fissuration en place.

M. MANDEL. — En ce cas, la fissuration elle-même n'est-elle pas due au flambage du toit, sous l'effet de la compression horizontale?

M. OBERT. — A mon avis, il ne pouvait pas y avoir de contrainte latérale élevée, car sans cela il y aurait eu des déformations visibles; le flambage aurait été observable, s'il y en avait eu.

M. MANDEL. — Les quelques essais de calcul que j'ai faits n'ont abouti à rien parce qu'ils étaient basés sur la linéarité. Par contre, le flambage ouvre les fissures et le phénomène n'est pas linéaire.

M. OBERT. — Je ne crois pas qu'il y ait eu flambage; s'il y avait eu flambage, il se serait produit immédiatement avant introduction de l'air au-dessous de la couche servant de toit, puisque, les pressions latérales n'ont pas changé avec la pression de l'air.

M. MANDEL. — Plus la pression latérale est élevée plus le flambage augmente.

M. OBERT. — La pression est restée constante.

M. MANDEL. — Dans ce cas, la déformation due au flambage a eu lieu à une charge inférieure à la charge critique. Si vous introduisez des déformations perpendiculaires à la couche, les déformations de flambage deviennent visibles avant la charge critique.

M. OBERT. — Je n'ai pas pu le faire.

M. MANDEL. — C'est dommage.

M. OBERT. — Je suis d'accord que dans la courbe il y a certainement une part importante de déformation non élastique. Si on avait enlevé la pression d'air, on ne serait pas revenu à zéro. Mais dans cette hypothèse on n'aurait pas pu utiliser la déformation pour calculer les contraintes.

M. VIELLEDENT. — Je propose à M. Mandel de reposer sa question sur la constance du module de Young à M. Everling, qui en a fait état dans une conférence portant précisément sur des essais de laboratoire. Certainement M. Everling, dans sa présentation, pourra vous donner des renseignements sur la question que vous posez en ce moment.

M. le Président. — Nous allons remercier M. Obert des renseignements complémentaires qu'il nous a donnés; je m'excuse de la façon défectueuse dont je les ai traduits et je voudrais passer maintenant la parole à M. le Professeur Labasse pour sa communication.

Pressions et mouvements des terrains

LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES BANCs

par **M. H. LABASSE**

Professeur à l'Université de Liège

1. Nous voudrions attirer l'attention sur le fait que les propriétés des bancs qui entourent les exploitations intéressent au moins autant le mineur que les propriétés mécaniques des roches qui composent ces bancs. En effet, si la tenue d'un travers-bancs dépend des qualités mécaniques des roches dans lesquelles il ne découpe qu'une *petite fenêtre* et dont il n'influence qu'une zone assez faible, il n'en va pas de même de la taille. Celle-ci apporte des perturbations qui s'étendent à longue distance et provoquent des mouvements dans l'ensemble des bancs. Ces mouvements sont irrésistibles. Ils commencent déjà en avant du front dès que, sous l'effet des fortes pressions (fig. 1) qui précèdent la taille, se produit la fissuration du charbon. Ces *fissures préalables* s'ajoutent aux solutions de continuité naturelles, les limets, ce qui permet aux « clivages » de s'ouvrir et à la couche de glisser entre les épontes vers le vide de la taille sous l'effet de la poussée P. Le charbon détendu constitue ainsi un appui dont la rigidité

diminue de A vers F, si bien que les épontes se rapprochent déjà dans le massif. L'ouverture FF' à front est inférieure parfois de plusieurs centimètres à l'ouverture AA' dans le ferme en avant de la surface enveloppe des terrains détendus [1]. De plus, le vide que les exigences du travail oblige à laisser entre le front et le remblai permet au toit de s'affaisser et au mur de souffler. Le remblai lorsqu'il est mis en place l'est donc dans une ouverture PP' encore plus petite que celle trouvée à front. Certes, si on plaçait un remblai d'une compacité infinie, on arriverait à réduire fortement le rapprochement des épontes, mais sans arriver à l'annuler. De plus, un tel remblai, réalisé à l'aide de blocs de béton par exemple, est impossible pour des raisons d'exécution et d'économie. Le remblai est toujours constitué, qu'il soit rapporté ou obtenu par auto remblayage, de pierres meubles dont le foisonnement ne se réduit que lentement dans l'arrière-taille. Les épontes peuvent ainsi se rapprocher de plus en plus jusqu'à

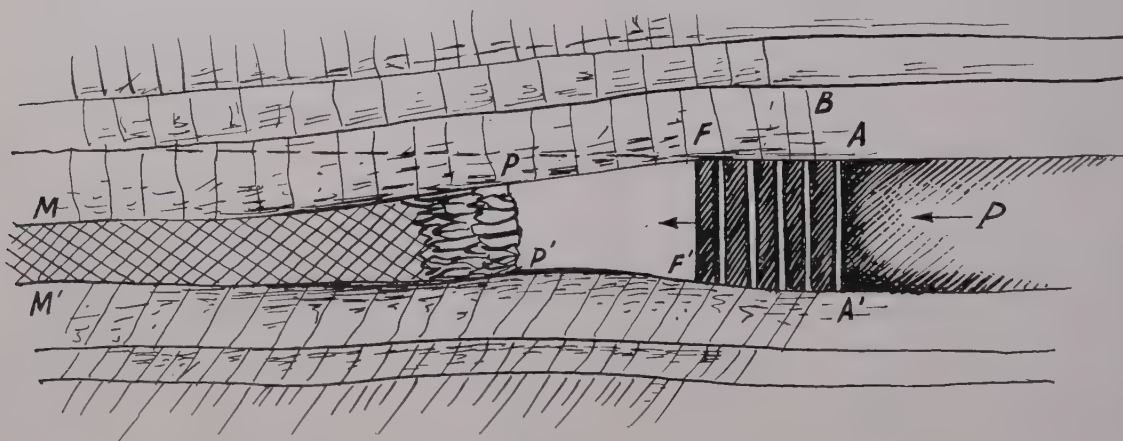


FIG. 1.

RÉSUMÉ

Le mineur de longue taille ne se trouve pas devant un problème statique comme le sont ceux posés par les constructions du génie civil et par les exploitations par abandon de massif. Il travaille dans des terrains en constante déformation en raison de la nature toute en solution de continuité des bancs. De là, la nécessité d'étudier les propriétés mécaniques des bancs tout autant que les propriétés mécaniques des roches qui composent ces bancs.

SUMMARY

The mechanical problems encountered in long stall mines are not static problems as are those usually encountered in civil engineering work or in mining by the chambers and permanent pillars method. In long stall mines the seams are subject to continuous deformation because of their discontinuous nature. An analysis of the mechanical characteristics of such formations is accordingly as necessary as a study of the mechanical properties of the various rocks they contain.

un point d'équilibre M, où ce rapprochement cesse pratiquement, mais où l'ouverture MM' est réduite à une fraction souvent inférieure à 50 % de la puissance AA' de la veine.

Il en résulte une mise en mouvement du toit et du mur, qui entraîne le déplacement de tous les ouvrages surincombants et de la surface du sol et, dans une mesure moindre, de ceux situés à plus grande profondeur. Déjà en avant du chantier, les terrains sont en mouvement, les déplacements commencent dès qu'on entre dans la zone influencée (fig. 2).

Le mineur de longue taille ne se trouve donc pas devant un problème statique comme le sont ceux posés par les constructions du génie civil ou même par les exploitations par abandon de massif qu'on rencontre dans les mines métalliques et dans les charbonnages américains; il travaille dans des terrains en constante déformation. Déformation rendue possible par les nombreuses solutions de continuité qu'affectent les bancs et qui confèrent au massif houiller une plasticité en grand qui ne dépend qu'indirectement des propriétés mécaniques des roches qui le composent.

L'étude des grands volumes de roches, donc des bancs, revêt ainsi un intérêt primordial.

2. Il n'existe dans la nature aucun banc physiquement continu, leur continuité n'est que géométrique. Tous les bancs sont coupés par des solutions de continuité naturelles plus ou moins perpendiculaires à la stratification, les diaclases et les limets et, autour des exploitations dans la zone détendue (fig. 2), par des fissures provoquées par les exploitations, les *fissures préalables* ou *Induced Cleavages* [2]. Ces fissures préalables naissent en avant du front par suite de l'élévation des tensions qu'y provoque le vide du chantier. Nous avons prouvé que le calcul [1] et le groupe de Neumühl [3] ainsi que de nombreux expérimentateurs [4] l'ont confirmé par des mesures directes, que les pressions, quelques mètres en avant du front de taille, peuvent dépasser plus de quatre fois la pression hydrostatique. Sous l'effet de cette élévation des contraintes, des fissures naissent par exemple en A dans le charbon et en B dans le premier banc de toit (fig. 1) lorsque le desserrage de l'étreinte provoqué par le fluage du charbon vers le vide est tel que les tensions principales extrêmes sont assez différenciées pour donner lieu à un cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque de la roche. Ces fissures augmentant la détente de la couche, le desserrage s'accroît et de nou-

velles fissures se produisent en avant des précédentes. Le phénomène se poursuit au fur et à mesure que la taille avance, il se produit également dans les bancs qui suivent, tant au mur qu'au toit, où des fissures se forment chaque fois qu'en fléchissant les bancs qui précèdent desserrent leur étreinte [1]. La fissuration préalable est un phénomène irrésistible qui naît au chantier et gagne la surface du sol et les constructions qui s'y trouvent, comme il s'étend plusieurs mètres dans le mur [5]. Nous avons décrit dans cette revue la loi qui régit la propagation de la détente [6] et les divers aspects que prend l'influence d'une taille. Formées en avant et sous l'action de la taille, les « fissures préalables » sont parallèles au front (voir les fig. 1 et 2 de : « La Mécanique des terrains houillers » — R. I. M., février 1957 [6]. Formées dans le massif alors que la roche est encore en étreinte, elles ont une inclinaison voisine de 67°50', pied au charbon au toit, tête au charbon au mur (fig. 3) avec cependant tendance dans le premier banc de toit à prendre une forme en spatule (fig. 4).

Dans le charbon, les fissures d'exploitation sont verticales, elles y découpent des écaillés qu'on voit après que l'abattage a subi un certain temps d'arrêt. Leurs faces rugueuses prouvent qu'on a affaire à des cassures fraîches, alors que les limets, les « clivages » comme les appelle le mineur, ont des parois lisses, portant souvent le signe de glissements et entre les lèvres desquels se trouve un remplissage de fin charbon, d'argile, de pyrite ou de calcite. De plus, ces « clivages » ont des directions quelconques par rapport à l'orientation de la taille, tandis que les fissures d'exploitation sont toujours grossièrement parallèles au front qui les provoque.

Déjà plastiques, grâce à leurs solutions de continuité naturelles et en mouvement dans la zone influencée (fig. 2), les bancs dès qu'ils sont fissurés par l'exploitation sous la surface enveloppe des terrains détendus, acquièrent une mobilité extrême en arrière de la taille.

3. Les bancs ne se présentent donc pas avec les propriétés mécaniques des roches qui les composent, mais avec des propriétés toutes différentes qu'ils tiennent de leur fissuration.

Leur résistance à la traction est nulle, tout au plus se réduit-elle à l'adhérence des lèvres des fissures, à l'agrippage des grains grossiers des cassures fraîches et au fait que les fissures ne sont jamais planes, mais constituées de plans orientés en tous sens.

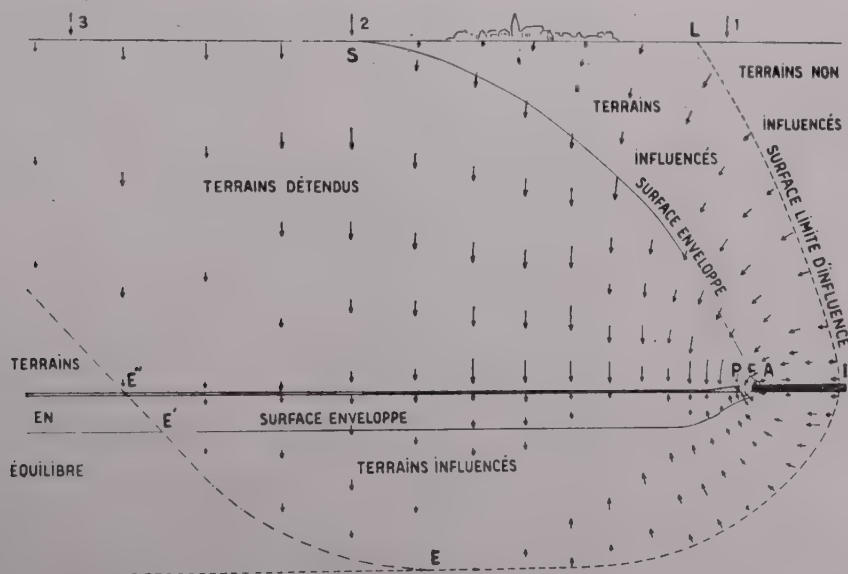


FIG. 2.

4. La résistance à la compression est celle de la roche, donc celle des lits les plus faibles. Le flambage est plus à craindre et surtout la séparation des lits dans les bancs tendres qui deviennent feuilletés.

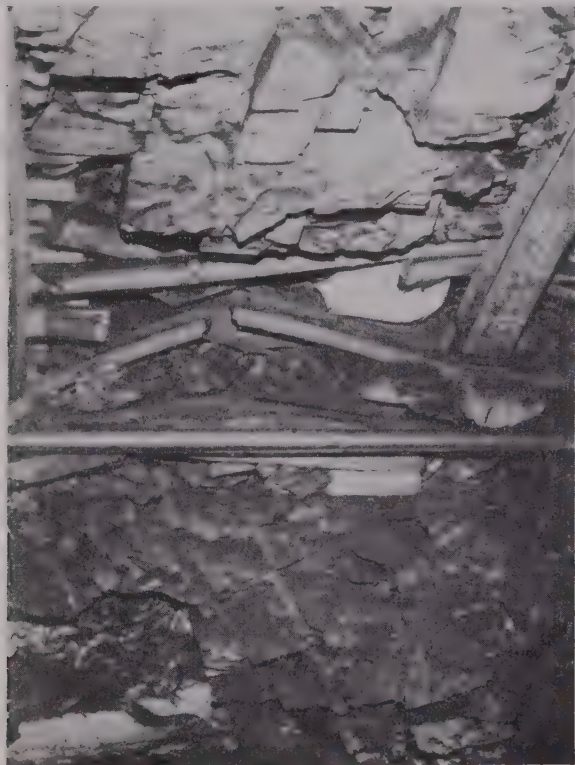


FIG. 3. — Fissures d'exploitation au toit et au mur d'une couche exploitée.

Le front de taille progresse de droite vers la gauche.

5. Malgré l'absence de résistance à la traction, les bancs résistent bien à la flexion, à condition d'être géométriquement continus, parce qu'ils sont alors fortement comprimés tangentiellement par les poussées de dilatation des roches qui se détendent. Les blocs compris entre fissures sont ainsi maintenus solidement serrés, agrippés les uns aux autres. Il se produit une compression dans les fibres inférieures capable de compenser les efforts de tractions. Le banc se comporte comme une poutre précontrainte.

La flexion d'un banc n'est plus comme dans un corps physiquement continu une déformation moléculaire, mais le résultat de glissements selon les solutions de continuité. Glissements infiniment petits, parce que freinés par les forces de frottement des roches et des poussées tangentielles et limités par l'enchevêtrement des grains et l'agrippage des lèvres des fissures. Il en résulte que la *flèche de flexion* que prend un banc à un instant donné dépend de son épaisseur, de la charge et de la portée, comme dans tout corps soumis à la flexion, mais en outre du *temps* qui s'est écoulé depuis le commencement de la déformation et du degré de *fissuration*. La charge est produite : au toit par le poids propre du banc, celui des bancs plus flexibles qui reposent sur lui et par la poussée de dilatation de détente, au mur, par cette poussée de dilatation. La portée joue un rôle très important, plus que celui du temps. Les diagrammes de rapprochement des épontes montrent, en effet, que c'est au moment de l'abattage, lorsque la portée augmente de la largeur de l'allée qui vient d'être déhouillée, que les déformations sont les plus grandes. De plus, les mesures relevées les jours de chômage indiquent des affaissements très faibles comparés à ceux constatés les autres jours [7] [8]. Résultant de glissements, la déformation des bancs ne se passe plus comme dans une poutre métallique à la vitesse du son dans la roche, mais se propage beaucoup plus lentement. De plus, un état d'équilibre ne s'établit plus lorsque les forces moléculaires équilibrent les contraintes résultant des forces extérieures. Il n'y a plus de flèche de flexion bien déterminée en fonction du coefficient d'élasticité du matériau. La flèche de flexion d'un banc est fonction du temps et la déformation ne s'arrête que si de nouvelles forces extérieures, provoquées par un soutènement, équilibrent les forces extérieures, causes de la flexion. Il se forme parfois des états d'équilibre par



FIG. 4 — Fissures d'exploitation en spatule.
Le front de taille progresse de droite vers la gauche.

outement des éléments de roches compris entre les lres préalables, mais ces états sont toujours instables.

es déformations des bancs ne sont jamais continues, mais ont par saccades. Un glissement se produit chaque fois que résultante des forces extérieures dans une fissure est capable vaincre les frottements, de rompre les agrippages, et s'arête lorsque la nouvelle distribution des contraintes provoque autre état d'équilibre. Il se produit ainsi une succession de its états d'équilibre dont la rupture est plus ou moins rapide, isque, et par conséquent, plus ou moins bruyante. On entend e terrain qui travaille ».

On dit donc qu'un banc est flexible lorsqu'il peut prendre e flèche de flexion importante en un temps très court et on a affaire à un banc raide dans le cas contraire.

Mais la vitesse de flexion d'un banc n'est pas constante, elle pend du relâchement des agrippages. A front, ceux-ci nt serrés, les déformations sont faibles, ce qui rend possible n'y placer aucun soutènement ou simplement, par sécurité, tiliser des bèles en porte à faux. La vitesse augmente vers rrière, mais le phénomène est caché par l'influence du mbiai et des soutènements qui ralentissent la descente du t.

3. La flexion des bancs étant un phénomène de glissement, un banc est d'autant plus flexible qu'il est fissuré, qu'il a donc e soumis à des contraintes plus importantes, soit antérieure- nt à l'exploitation, déformation criquée des bancs plissés, t par l'exploitation elle-même.

La distance entre fissures, donc la flexibilité des bancs, pend de la nature de la roche ; très faible dans les schistes, 10 à 50 mm, elle atteint jusqu'à 200 mm dans le grès. Elle minue avec l'augmentation de l'intensité des pressions de rains, donc avec la profondeur. Il en résulte qu'un banc schiste fléchit plus qu'un banc de grès, mais ce dernier, néralement raide, est flexible à grande profondeur ou à oximité d'un accident tectonique, alors que le schiste devient e près de la surface du sol.

La distance entre fissures dépend aussi de l'étreinte à laquelle banc est soumis. Un banc se fissure d'autant plus rapidement e les bancs sous-jacents fléchissent facilement et le desser- nt de leur étreinte. Il en résulte que, toutes autres condi- ns restant égales, un banc devient d'autant plus flexible e les moyens de contrôle du toit tolèrent une plus grande formation. La tenue d'un mauvais toit peut être améliorée r un soutènement qui ne permet pas une flexion aussi impor- te. Ainsi, non seulement un toit est d'autant plus flexible 'il est fissuré, mais la réciproque est vraie : un toit est d'- aut plus fissuré qu'on le laisse fléchir. Ce phénomène est bien nnu et ses effets se produisent avec retardement puisque fissuration se fait en avant du front, ce qui fait dire que e mineur a le toit qu'il prépare ».

L'épaisseur du banc joue un rôle important dans la flexibi- é. Un banc épais est, toutes autres conditions restant égales, ns raide qu'un banc mince. Les surfaces en contact dans les sures sont plus étendues, les frottements et les agrippages s efficaces. Les desserrages sont difficiles à obtenir sur ute la hauteur de la fissure et les encoches supérieures stent mieux emboîtées. Les bancs tendres sont généralement s moins raides, parce que la roche résiste mal aux contraintes ngentielles et se feuillète.

Les décollements qui se produisent dans les terrains qui sur- mbent une taille sont une conséquence des différences e flexibilité des bancs. Un banc se pose sur le banc sous- cent s'il est plus flexible que ce dernier, ou s'en décolle l est plus raide [2]. Il en résulte que le toit se présente en une ccession de trains de bancs séparés par des décollements dont le banc inférieur est un banc raide. Les décollements nstituent des canaux par où le grisou peut migrer, ce qui rmet de le capter par des sondages en tête de taille, comme est possible de décharger le toit de la poussée des eaux en

ne pratiquant des sondages que dans la galerie de fond [6]. C'est grâce au décollement du haut toit et du bas toit que ce dernier pèse seul sur l'atelier de travail. Les bancs du haut toit n'ont d'action que si le soutènement, en ralentissant la descente du bas toit, fait rattraper ce dernier par le haut toit. C'est la base et la technique des soutènements élastiques qui, en se dérochant sous la charge, empêchent celle-ci d'atteindre des valeurs excessives.

Quand à la rupture de la continuité géométrique d'un banc, ou éboulement, s'il s'agit de bancs de toit, elle est la consé- quence de la suppression de l'agrippage dans le plan d'une ou de plusieurs fissures. Plus un banc est mince, plus les enco- ches se déboîtent facilement au milieu de la portée, endroit où la flèche est maximum et où, par conséquent, l'allongement de la fibre inférieure est le plus grand. Plus un banc est épais et plus il peut supporter des grandes portées, car non seule- ment e moment d'inertie est grand, mais les surfaces en contact dans les fissures sont larges, les grains et les encoches se déboîtent difficilement. Ceci est à la base du boulonnage du toit. En assemblant plusieurs bancs de faible ou moyenne épaisseur, on en fait un banc épais dont le comportement est d'ailleurs d'autant meilleur qu'un des bancs assemblés est plus épais.

Cependant, si à cause de son épaisseur un banc peut prendre sans s'écrouler, de grandes portées, il arrive que les efforts tranchants au droit des appuis deviennent excessifs. Sous l'effet de cet effort, et de la pression tangentielle, les encoches d'agrippage et celles où les lèvres des fissures s'arcboutent sont soumises à des contraintes telles qu'elles se cisailent.

Une première encoche casse, celle qui est la plus sollicitée, on entend un bruit sec parfois très violent ; la fissure joue faible- ment et un nouvel agrippage s'établit. Peu après, une autre encoche casse, puis une troisième. La pression unitaire aug- mente avec la réduction des points de contact, le phénomène se répète à intervalles de plus en plus courts. Les fissures s'élargissent et deviennent des cassures par où tombe un peu de poussière et c'est la chute de tout le banc. Finalement le coup de charge.

* * *

La conclusion de ce rapide examen est qu'il est temps d'étu- dier les propriétés mécaniques des bancs au même titre que les propriétés des roches. Il faut des investigations poussées sur le mode de formation des fissures par l'exploitation ; l'influence des terrains voisins sur la détente d'un banc ; la forme des fissures ; la distance entre fissures en fonction de la nature des bancs, de la profondeur, du contrôle du toit, du soutènement, de la vitesse de progression de la taille ; de la flexibilité des bancs en fonction de cette distance ; du rôle de l'épaisseur des bancs ; de la grosseur des grains dans l'agrippage. Il faut préciser l'influence de la portée et du temps. De nombreux chercheurs dans tous les pays se sont attelés au travail, des résultats substantiels sont déjà obtenus. Si l'empirisme prévaut encore dans la conduite des travaux, cet empirisme devient plus raisonné, se base déjà sur de nombreuses mesures, sur des observations et des contrôles précis, on travaille avec plus de sûreté et plus de sécurité. La méthode scientifique remplace la routine. Des moyens d'investigations basés sur les dernières données de la science sont mis au point. Mais les recherches sont longues, les varia- bles sont nombreuses et chaque chantier est un cas particu- lier. La difficulté est que les propriétés des roches découvertes au laboratoire ne se reportent pas exactement *in situ*. Les phénomènes des pressions sont dus à des modifications dans la distribution *préexistante* des contraintes. De plus, la roche que le mineur découvre sort des pressions d'étreintes qu'elle subissait dans le massif, son comportement dépend de la texture et des efforts qui découlent de son passé géologique. Les tensions résiduelles des efforts orogéniques dépassent

souvent celles provoquées par la pesanteur et nous sont totalement inconnues. Il faudra du temps et de nombreuses « campagnes de mesures », comme dit le professeur Schwartz pour préciser nos vues.

Ainsi le groupe de Neumühl, malgré de puissants moyens, n'a pu prouver que la présence d'une zone à forte pression en avant de la taille, et encore dans le cas très spécial de bancs très raides, et que montrer le rôle de la détente des bancs tendres, de la fissuration par l'exploitation dans la production des coups de toit. C'est un précieux résultat, mais que n'a-t-il demandé d'efforts! Songeons aussi aux milliers d'observations et de mesures auxquelles ont conduit les litiges se rap-

portant aux dégâts miniers et qui conduisent encore aujourd'hui à des notions contradictoires.

Cependant, dans son ensemble, le phénomène est général et chaque cas n'est particulier que par la prédominance qui prennent chez lui certaines variables cependant commune. À ce point de vue, nous avons émis une théorie des pressions de terrains [1] [6], qui jusqu'à présent a permis d'expliquer tous les phénomènes, mais elle vaut ce que vaut une théorie malgré qu'elle soit basée sur des observations et des mesures nombreuses. Un fait est plus précieux, mais une théorie, l'avantage d'être un guide : on a dit « rien n'est plus pratique qu'une bonne théorie ».

BIBLIOGRAPHIE

- [1] H. LABASSE. : Les pressions de terrains dans les mines de houille. *Revue Universelle des Mines*. Liège, 1951 n° 3.
- [2] H. LABASSE. — Les pressions de terrains dans les mines de houille. *Revue Universelle des Mines*. Liège, 1952 n° 7.
- [3] O. KUHN. Die internationale Tagung über Gebergsdruckforschung in Essen 1956. *Glückauf* 15/16-13 avril 1957.
- [4] F. H. CREUELS et J. M. HERMES. — Mesure des changements des pressions de terrains dans le voisinage d'un front de taille (*Communication présentée à Essen en octobre 1956*).
- [5] M. G. VORMBERGE. — L'abattage de couches dans le stot de protection de puits d'une houillère dans des conditions d'exploitation rendues particulièrement difficiles.
- [6] H. LABASSE. — La mécanique des terrains houillers. *Revue de l'Industrie Minérale*, février 1957.
- [7] C. FORTHOMME. — Le foudroyage dirigé à Beringen. *Congrès International des Mines*, Paris 1935.
- [8] B. SCHWARTZ, R. CAPELLA et R. DUBOIS. — Les mouvements des éponges en taille. *Revue de l'Industrie Minérale*, juin 1956.

M. le Président. — S'il n'y a pas de questions je voudrais remercier le professeur Labasse pour son exposé, et vous remercier pour votre attention.

(Reproduction interdite)

INSTITUT DE RECHERCHES APPLIQUÉES DU BÉTON ARMÉ

CYCLES D'ÉTUDE DU BÉTON PRÉCONTRAIT

C'est depuis quelques années seulement que la technique des précontraintes a été timidement introduite dans les programmes déjà surchargés des grandes écoles d'ingénieurs. Il en résulte que les ingénieurs en fonction dans les entreprises, à de rares exceptions près, ou bien n'ont jamais été instruits de cette importante technique ou bien, en raison de l'insuffisance de l'enseignement scolaire, n'en connaissent guère que les principes : dans les deux cas ces ingénieurs ne peuvent pratiquement ni distinguer les circonstances où l'emploi du béton précontraint présente un réel intérêt ni dresser le projet d'un ouvrage en béton précontraint.

C'est pourquoi l'IRABA a pris la décision d'instituer des cycles d'étude du béton précontraint, réservés en priorité aux ingénieurs des entreprises affiliées à notre Association, mais ouverts également à tous autres ingénieurs.

Le programme des études, de caractère pratique et expérimental comportera l'exposé des principes de la technique des précontraintes, des calculs des ouvrages et des moyens et procédés de réalisation. Il sera réparti en cours magistraux, séances d'application, projection de films et expériences sur modèles.

Chaque cycle d'étude comportera quatre sessions d'une durée de cinq jours chacune (du lundi matin au vendredi soir). Le programme des trois premières sessions constitue à lui seul une étude assez complète de la technique des précontraintes, en permettant l'utilisation. La quatrième session peut être considérée comme un cours de perfectionnement.

Un ingénieur peut être inscrit soit pour les quatre sessions, soit pour les trois premières seulement.

Un ingénieur ayant suivi les trois premières sessions d'un cycle peut être inscrit ultérieurement pour la quatrième session d'un autre cycle quelconque, dans la limite des places disponibles.

Dès maintenant nous organisons des cycles d'étude pour trois groupes de chacun vingt ingénieurs. D'autres cycles seront ultérieurement organisés.

A la suite d'une enquête préalable auprès des membres de l'IRABA, il a été décidé que les sessions de chaque cycle se suivront à deux mois d'intervalle, chaque cycle étant ainsi étalé sur huit mois.

Les sessions des trois premiers cycles (A, B et C) auront lieu ainsi qu'il suit :

CYCLE	Première Session	Deuxième Session	Troisième Session	Quatrième Session
A	9-13 juin 58	1-15 oct. 58	1-15 déc. 58	1-15 fév. 59
B	23-27 juin —	16-31 oct. —	16-31 déc. —	15-28 fév. —
C	7-11 juill. —	1-15 nov. —	1-15 janv. 59	1-15 mars —

Les dates des deuxième, troisième et quatrième sessions des cycles A, B et C seront ultérieurement précisées.

Les dates des sessions des autres cycles seront fixées dès que le nombre d'ingénieurs inscrits sera connu.

* *

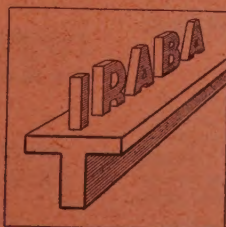
Les sessions se tiendront à Saint-Rémy-lès-Chevreuse en séminaire. Les ingénieurs seront logés et nourris par l'IRABA. Il est demandé une participation aux frais d'études (trois ou quatre sessions) de :

5 000 F par ingénieur pour les membres de l'IRABA.

50 000 F par ingénieur pour les autres personnes.

* *

Inscriptions closes le 25 mai prochain, terme de rigueur.



TRAVAUX D'ÉTANCHÉITÉ MULTICOUCHES

(Édition décembre 1957)

Brochure verte

- A. — Toitures-terrasses et toitures inclinées.
- B. — Cuvelages.

évolution profonde des modes de construction, l'expansion de la re-terrasse et des toitures à forte pente, l'apparition de nombreux orts d'étanchéité, le développement des travaux de cuvelages ont u nécessaire la refonte de certaines normes applicables aux travaux nchéité multicouches.

ette révision des normes a été réalisée avec le souci de réduire au um, pour certains procédés, le nombre des matériaux-types et des tements normalisés, le choix étant toujours dicté par des considéra- s d'efficience et de qualité.

Le présent document a été élaboré par la Chambre Syndicale Natio- nale des Entrepreneurs d'Étanchéité, avec la collaboration de l'Institut National Technique de l'Étanchéité, et a reçu l'agrément de la SOCO- TEC et du Bureau Veritas.

Il est destiné à se substituer à tous documents professionnels antérieurs dans la mesure où ils sont en contradiction avec les présentes règles.

En vente à La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris 16^e, au prix de 100 F l'exemplaire (franco 135 F). C.C.P. Paris 8524-12.

NUANCES " STANDARDS " DE PIGMENTS POUR PEINTURES GRASSES BATIMENT

Fédération Nationale des Fabricants de Peintures et Vernis vient icier en accord avec l'Union Nationale de Peintres et Vitriers de ce et la Chambre Syndicale des Fabricants de Pigments de Couleur, lbum de nuances « Standards » de pigments pour peintures grasses espondant à la palette normale d'un peintre en bâtiment. Ces « stan- ls » doivent faciliter à ce dernier le réassortiment de pigments néces-

saire aux travaux de peinture. En se référant à cet album de « standards SP 57 », l'usager sera à même de se procurer des nuances de pigments suivies quels que soient le fournisseur et la date des achats.

On peut se procurer cet album à la Fédération Nationale des Fabri- cants de Peintures et Vernis, 42, avenue Marceau, au prix de 750 F franco.

ANNONCES

COMPLÉMENTS A LA MÉTHODE DE CALCUL DES PONTS A POUTRES MULTIPLES

J. Y. Guyon, Directeur technique de la S.T.U.P., a publié en 1946, s les Annales des Ponts et Chaussées, une méthode de calcul pratique s ponts à poutres multiples.

ette méthode a été étendue en 1950 par M. Ch. Massonnet, Profes- r à l'Université de Liège, au cas où la rigidité torsionnelle des élé- ts du pont doit être prise en considération.

u l'intérêt suscité par cette méthode de calcul tant en France qu'à ranger, l'imprimerie G. Delporte, 6, rue de la Biche, à Mons (Bel- ue), a décidé de réimprimer l'article de M. Massonnet intitulé :

Compléments à la Méthode de calcul des ponts à poutres multiples u en octobre 1954 dans les Annales des Travaux Publics de Belgique. et article comporte trois parties :

Les dix-sept premières pages constituent un résumé succinct de la hode Guyon-Massonnet de calcul des ponts à poutres multiples, en tenant pte de la rigidité torsionnelle des poutres et entretoises;

Les pages 18 à 20 contiennent une extension de la théorie précé- te pour le cas où les poutres de rive sont plus rigides que les autres;

Les pages 21 à 67, c'est-à-dire l'essentiel de la note, contiennent des es numériques détaillées de tous les coefficients nécessaires pour le ul pratique d'un pont à poutres multiples, à savoir

$$K_0, K_1, \mu_0, \mu_1, \tau_1.$$

es ingénieurs désireux d'obtenir des exemplaires de cette publication vent les obtenir en effectuant un virement international de 75 F ges (par exemplaire) au compte des chèques postaux n° 363.43 de la on d'Édition G. Delporte, à Mons, Belgique.

JOURNÉES INTERNATIONALES D'INFORMATION DU BUREAU DES TEMPS ÉLÉMENTAIRES (B. T. E.)

6 & 7 Juin 1958

es Journées Internationales d'Information du B.T.E. qui se tiendront

à Paris les vendredi 6 juin et samedi 7 juin 1958, porteront sur le thème suivant :

L'influence de l'étude du travail sur la conception du produit.

Cette influence peut revêtir deux aspects différents :

Soit que le bureau d'études et le bureau de méthodes, travaillant en liaison étroite dans la conception du produit, recherchent non seulement la qualité de celui-ci, mais également s'efforcent de l'adapter le mieux possible aux moyens de production dont dispose l'entreprise pour obtenir les plus grandes facilités de réalisation, de manipulation et de contrôle.

Soit qu'une étude approfondie, faite à l'avance, des conditions d'utili- sation de ce produit — par exemple par la Méthode M.T.M., ou en cher- chant par l'étude des mouvements à diminuer la fatigue de l'exécutant — entraîne d'utiles modifications du produit, et aboutisse par conséquent à une meilleure conception de celui-ci.

Le Bureau des Temps Élémentaires s'est assuré le concours de person- nalités françaises et étrangères particulièrement qualifiées dans des activi- tés très diverses, qui présenteront non pas des exposés théoriques et doctrinaux, mais des expériences vécues, des réalisations concrètes, montrant l'heureuse influence que, dans des domaines variés, l'« étude du travail » a pu avoir, sous une forme ou sous une autre, sur la conception du produit.

CENTRE D'INFORMATION DE PLOMBERIE SANITAIRE ET D'ÉQUIPEMENT MÉNAGER

La Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Couverture et Plombe- rie vient de réaliser un film documentaire sur son Centre d'Information de Plomberie Sanitaire et d'Équipement Ménager, 60, rue de Maubeuge, destiné à l'information des professionnels : Architectes et Entrepreneurs, et des particuliers. Le film est en 16 mm, en couleur, et dure environ vingt minutes.

Le Secrétariat de la Chambre Syndicale, 3, rue de Lutèce, pourra en procurer une copie.

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

MARDI 3 JUIN 1958, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

sous la présidence de M. L'HERMITE,
Délégué Général des Laboratoires du Bâtiment
et des Travaux Publics.

BÉTON INJECTÉ OU BÉTON DE BLOCAGE

par M. J. CHEFDEVILLE, Chef de Service au Centre Expérimental
de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics.

VENDREDI 6 JUIN 1958, à 17 h. 30, 3, rue de Lutèce

LA PROTECTION DES CONDUCTEURS ÉLECTRIQUES

par M. HUGUET, Ingénieur E.S.E., Vice-Président Délégué de
la Fédération Nationale de l'Équipement Électrique.

MARDI 10 JUIN 1958, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

CONSTRUCTION DE QUAIS DANS LES FLEUVES A FORT COURANT EXEMPLE DU PORT DE MATADI (CONGO BELGE)

par M. Claude HERSENT, Ingénieur civil M.I.T.

JEUDI 12 JUIN 1958, à 20 h. 45, 19, rue Blanche

séance organisée avec la Société des Ingénieurs Civils
de France

LE PAVILLON DE LA FRANCE A L'EXPOSITION DE BRUXELLES

par M. LORIN, Président Directeur Général des Anciens Ets Eiffel,
et M. VALLET, Directeur Technique.

MARDI 17 JUIN 1958, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse

sous la présidence de M. G. TOURNIER,
Directeur de la Compagnie Nationale du Rhône.

LES TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL DE LA CHUTE DE BAIX-LE-LOGIS-NEUF SUR LE RHONE

par M. J. PELLETIER, Directeur à la Direction Générale de l'Entre-
prise Industrielle.

MARDI 24 JUIN 1958, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

séance organisée avec la Chambre Syndicale des Constructeurs
en Ciment armé

PRÉFABRICATION ET RÈGLEMENTS. HISTOIRE D'UN CHANTIER

par M. A. BALENCY-BEARN.

L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

MARDI 20 MAI 1958, à 18 h. précises — 7, rue La Pérouse

Programme :

A L'OCCASION D'UN CHANTIER
CANALISATIONS MODERNES
GRUES ET MOUVEMENTS

La carte spéciale d'inscription sera demandée à l'entrée.

BATIR

REVUE TECHNIQUE DE LA FÉDÉRATION NATIONALE DU BATIMENT ET DES ACTIVITÉS ANNEXES
PUBLIÉE AVEC LE CONCOURS DE L'INSTITUT TECHNIQUE ET DES LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

SOMMAIRE

N° 75

La demande de logements en France.

GROS ŒUVRE :

— Le banchage continu appliqué à la
construction des grands bâtiments.

AVRIL

MÉTAL :

1958

— Quelques enseignements tirés de l'em-

ploi de la construction métallique en
Terre Adélie.

— L'isolation thermique : V. — Humi-
dité et isolation.

LES ENQUÊTES PRATIQUES DE L'APROBA ET DE BATIR

— Une expérience de construction « au
millimètre ».

— Pose sans mastic de grands vitrages.

— Bilan de l'exposition Interbau.

— La parade des inventions.

— Nouveau palais administratif à Paris.

— Les films du bâtiment.

— Fiches bibliographiques.